



**M** 2014

# **AVALIAÇÃO DE ROBUSTEZ DE ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO**

**CARLOS RODRIGUES GOMES**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA  
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM  
MIEC- MESTRADO INTEGRADO ENGENHARIA CIVIL

# **AVALIAÇÃO DE ROBUSTEZ DE ESTRUTURAS PORTICADAS DE BETÃO ARMADO**

**CARLOS RODRIGUES GOMES**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

JUNHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A todas as pessoas portadoras de alguma incapacidade física e que através da força de vontade ultrapassam todas as dificuldades que surgem no dia a dia, fazendo da diferença um estímulo para singrar na sociedade

*A vida não é medida pelo número de vezes que respiramos,  
mas pelos momentos que nos tiram o fôlego*

*Bob Marley*



## **AGRADECIMENTOS**

Na realização deste trabalho foram incontáveis as pessoas que de alguma forma contribuíram para o resultado final aqui apresentado, por isso o meu sincero agradecimento a todas, destacando desde já:

- O professor António Abel Ribeiro Henriques, pelo excelente trabalho de orientação e por se prestar sempre interessado e disponível para esclarecer as dúvidas que foram surgindo.
- Um conjunto alargado de colegas e amigos que incansavelmente motivaram para que este trabalho se concretizasse, com um destaque especial para Inalmar Segundo, que mesmo do outro lado do Atlântico foi uma voz presente de incentivo nos momentos mais importantes.
- A família que foi uma pedra angular, proporcionando uma dedicação a tempo integral à realização deste trabalho, em especial aos pais, avó e irmãos que sempre se disponibilizaram em ajudar.
- A Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto que prestou um excelente trabalho de formação e disponibilizou todas as ferramentas necessárias à concretização deste trabalho.

Agradecer de uma forma generalizada a todos os amigos que se mostraram compreensivos por algum afastamento devido à entrega total que da parte do autor foi feita para concretizar todo este trabalho de investigação.



## **RESUMO**

Quando se dimensiona uma estrutura acredita-se que esta cumprirá, com mais ou menos eficácia, as funções para que foi projetada. Mas este cenário pode ser alterado na eventualidade de uma ação acidental pôr em causa, para além do desempenho, a própria estabilidade da estrutura. A história tem mostrado que nem os edifícios dimensionados segundo as normas estruturais correntes estão imunes a falhas, mas as consequências de eventos anormais podem ser tidos em conta em fase de projeto.

Toda a reserva de segurança mobilizada para fazer face ao impacto negativo de um dano é definida como robustez da estrutura, e esta deve ser considerada quando são excedidas as intensidades das ações definidas em projeto.

Este trabalho começa por apresentar as fragilidades mais relevantes ocorridas nas estruturas quando nelas atuam ações não contempladas inicialmente, que poderão conduzir a situações de colapso. Possivelmente a falta de uma definição clara de robustez estrutural crie ambiguidades na forma como acrescentar segurança no processo de dimensionamento.

Assim sendo, será definida uma proposta para quantificar a robustez apresentada pelas estruturas, baseada nos aspetos mais suscetíveis de sofrer falha na iminência de um dano. Esta forma de quantificar deverá possuir uma boa aplicabilidade prática e auxiliar o projetista na tomada de decisões. É efetuada a aplicação prática desta proposta num edifício porticado de betão armado, permitindo mostrar a versatilidade e a facilidade de interpretação dos resultados obtidos nessa análise de robustez.

É possível assim avaliar o interesse da existência de uma ferramenta de cálculo deste tipo, que permita mostrar de uma forma acessível o que esperar de uma estrutura quando atuam ações para além daquelas previstas nas normas correntes aplicáveis ao projeto de estruturas. A redundância, a performance, a durabilidade, a insensibilidade e a forma da estrutura condicionarão o nível de robustez apresentado por essa estrutura, para isso será necessário a definição de parâmetros que caracterizem estes diferentes aspetos.

As estruturas nunca serão isentas de falhas, nem poderão absorver sem danos apreciáveis ações anormais de grande intensidade que poderão ocorrer durante a vida útil, mas é possível quantificar as fragilidades estruturais apresentadas quando estas são ameaçadas por este tipo de eventos, de forma a ser possível propor soluções que minimizem as consequências de eventuais danos.

**PALAVRAS-CHAVE:** Robustez Estrutural, Segurança, Redundância, Desempenho, Índices de Robustez.





## **ABSTRACT**

When designing a structure it is believed that it will accomplish, with more or less efficiency, the functions for which was designed. But this scenario can be changed if an accidental action occurs threatening, in addition to performance, the stability of the structure. History has shown that buildings designed according to current structural standards are not immune to failure, although, the consequences of abnormal events can be taken into account in the design phase.

Any safety margin mobilized to deal with the negative impact of a damage is defined as structural robustness, and this should be considered when the magnitude of the defined actions in the design are exceeded.

This work begins with the presentation of the most relevant weaknesses occurring in structures subjected to actions that were not initially considered, which may lead to situations of collapse. Possibly the lack of a clear definition of structural robustness create ambiguities in how to increase safety in the design procedure.

Therefore, a proposal will be defined to quantify the robustness of structures, based on the most susceptible structural failures, when damage is imminent. This type of quantification should have a good practical applicability and assist the designer in making decision process. A practical application of this proposal in the study of a reinforced concrete framed building allows to show the versatility of the methodology and ease the interpretation of results obtained in this robustness analysis.

It is possible to assess the interest of this tool in the evaluation of structural robustness, allowing to show in an ease way what to expect from a structure subjected to actions beyond those prescribed in current design codes. Redundancy, performance, durability, insensitivity and shape of a structure contribute significantly for the level of robustness presented by that structure, therefore, it is necessary the definition of parameters that characterize these different aspects.

Structures will never be free from fail, nor can absorb without appreciable damage abnormal actions of large intensity that may occur during its lifetime, but it is possible to quantify the structural weaknesses when a structure is threatened by this type of events, in order to be able to propose solutions to minimize the consequences of any damage.

**KEYWORDS:** Structural Robustness, Safety, Redundancy, Performance, Robustness Indices.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
 <b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	 1
1.1. ENQUADRAMENTO .....	1
1.2. MOTIVAÇÕES .....	3
1.3. OBJETIVOS .....	4
1.4. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO .....	5
 <b>2. ROBUSTEZ ESTRUTURAL</b> .....	 7
2.1. INTRODUÇÃO .....	7
2.2. EXEMPLOS DE DANOS .....	8
2.2.1. RONAN POINT, LONDRES, 1968 .....	8
2.2.2. NEW WORLD HOTEL, SINGAPURA, 1985 .....	10
2.2.3. THE HIGHLAND TOWERS, KUALA LUMPUR, 1993 .....	12
2.2.4. SAMPOONG DEPARTMENT STORE, SEUL, 1995 .....	14
2.2.5. WORLD TRADE CENTER, NEW YORK, 2001 .....	16
2.3. OCORRÊNCIA DE COLAPSO .....	19
2.3.1. PREVENÇÃO DA EXPOSIÇÃO .....	20
2.3.2. PREVENÇÃO DE DANO .....	21
2.3.3. PREVENÇÃO DE FALHA .....	22
2.3.4. RISCO DE COLAPSO .....	23
2.4. CONCEITO DE ROBUSTEZ .....	24
2.4.1. DIFERENTES PERSPETIVAS DE ROBUSTEZ .....	24
2.4.2. COLAPSO DESPROPORCIONAL E COLAPSO PROGRESSIVO .....	25
2.4.3. CONCEITOS RELACIONADOS COM ROBUSTEZ .....	26
2.5. QUANTIFICAÇÃO DA ROBUSTEZ .....	27
2.5.1. AVALIAÇÃO DETERMINÍSTICA .....	27
2.5.1.1. Frangopol e Curley (1987) .....	27

2.5.1.2. Biondini e Restelli (2008) .....	28
2.5.1.3. Starossek e Haberland (2011) .....	30
2.5.1.4. Cavaco (2013) .....	32
2.5.2. AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA .....	33
2.5.2.1. Frangopol e Curley (1987) .....	33
2.5.2.2. Lind (1995) .....	33
2.5.2.3. Ghosn e Moses (1998) .....	34
2.5.3. AVALIAÇÃO DE RISCO .....	35
2.5.3.1. Baker et al (2008) .....	35
<b>2.6. CONCEITOS ADOTADOS .....</b>	<b>36</b>

### **3. PROPOSTA DE AVALIAÇÃO DA ROBUSTEZ ESTRUTURAL**

<b>3.1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>39</b>
<b>3.2. BASES DO CONCEITO PROPOSTO .....</b>	<b>40</b>
3.2.1. REDUNDÂNCIA .....	40
3.2.2. PERFORMANCE .....	42
3.2.2.1. Fendilhação .....	42
3.2.2.2. Deformação .....	44
3.2.3. DURABILIDADE/DESGASTE .....	46
3.2.3.1. Corrosão .....	48
3.2.3.1. Recobrimento .....	52
3.2.4. INSENSIBILIDADE .....	54
3.2.4.1. Imprecisão Construtiva .....	55
3.2.4.2. Ligações .....	58
3.2.4.3. Escala .....	60
3.2.5. FORMA ESTRUTURAL .....	61
3.2.5.1. Torção .....	62
3.2.5.1. Translação .....	63
<b>3.3. PROCEDIMENTO PROPOSTO .....</b>	<b>65</b>

<b>4. APLICAÇÃO PRÁTICA DA PROPOSTA DE AVALIAÇÃO DA ROBUSTEZ ESTRUTURAL</b>	69
4.1. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO	69
4.2. REDUNDÂNCIA	75
4.3. PERFORMANCE	80
4.3.1. FENDILHAÇÃO	81
4.3.2. DEFORMAÇÃO	82
4.4. DURABILIDADE/DESGASTE	85
4.4.1. CORROSÃO	85
4.4.2. RECOBRIMENTO	88
4.5. INSENSIBILIDADE	89
4.5.1. IMPERFEIÇÃO CONSTRUTIVA	90
4.5.2. LIGAÇÕES	92
4.5.3. ESCALA	94
4.6. FORMA ESTRUTURAL	95
4.6.1. TORÇÃO	96
4.6.2. TRANSLAÇÃO	97
4.7. RESULTADOS	98
<b>5. CONCLUSÃO</b>	101
5.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES	101
5.2. OBJETIVOS CUMPRIDOS	103
5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	103
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	105
<b>ANEXO A – PEÇAS DESENHADAS</b>	107
A.1. PLANTA TIPO	108
A.2. CORTE DO EDIFÍCIO	109
A.3. PLANTA ESTRUTURAL	110
<b>ANEXO B – FOLHAS DE CÁLCULO</b>	111
B.1. CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO	112



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Casa da Cascata de Franck Loyd Wright, construída em 1936 .....	3
Fig. 2.1 - Ronan Point (adaptado de Cavaco, 2013) .....	9
Fig. 2.2 - Simulação da estrutura antes e durante o colapso .....	11
Fig. 2.3 - The Highland Towers .....	12
Fig. 2.4 - Modelação do deslizamento de terras .....	13
Fig. 2.5 - Sampoong Department Store .....	14
Fig. 2.6 - Colapso do Sampoong Department Store .....	15
Fig. 2.7 - Cobertura do Sampoong Department Store .....	16
Fig. 2.8 - World Trade Center.....	17
Fig. 2.9 - Colapso do World Trade Center .....	18
Fig. 2.10 - Funcionamento do processo de falha de estruturas (adaptado de Cavaco, 2013).....	19
Fig. 2.11 - Árvore de eventos de falha estrutura, baseada na exposição e na consequência (adaptado de Cavaco, 2013).....	20
Fig. 2.12 - Classificação de ameaças a estruturais (adaptado de Bontempi et al, 2007).....	21
Fig. 2.13 - Propostas de avaliação de robustez (adaptadp de Cavaco, 2013).....	27
Fig. 2.14 - Estrutura em treliça com um membro danificado (adaptado de Bionlini e Restelli, 2008) ...	29
Fig. 2.15 - Resultados da medida de robustez, aplicada a corrosão a todos os membros, uma de cada vez (adaptado de Biondini e Restelli, 2008).....	29
Fig. 2.16 - Segunda medida de robustez tendo por base o dano (adaptado Starossek e Haberland, 2011) .....	31
Fig. 2.17 - Curva normalizada de robustez (adaptado de Cavaco, 2013) .....	32
Fig. 2.18 - Sequência de pêndulos .....	37
Fig. 3.1 - Sistema em série .....	41
Fig. 3.2 - Sistema em paralelo .....	41
Fig. 3.3 - Modelo M-Pull (retirado de Gonçalves, 2011) .....	48
Fig. 3.4 - Diagrama de extensões .....	50
Fig. 3.5 - Relação entre a capacidade resistente de uma peça de betão e o nível de corrosão (adaptado de Gonçalves,2011).....	51
Fig. 3.6 - Viga sujeita a imperfeição construtiva .....	56
Fig. 3.7 - Aplicação da margem de imperfeição, a) secção transversal b) altura útil da armadura (adaptada do EC2) .....	57



Fig. 3.8 - Quebra da ligação (adaptado de ISE,2010).....	58
Fig. 3.9 - Nós com a face interior comprimida. Modelo de cálculo e armaduras (adaptado do EC2) ..	59
Fig. 3.10 - Modelo escoras e tirantes e pormenorização das armaduras (adaptado do EC2) .....	60
Fig. 3.11 - Planta de piso sob ação de uma força horizontal .....	62
Fig. 3.12 - Edifício sujeito a ações horizontais (adaptado do EC2) .....	64
Fig. 3.13 - Espectro de robustez estrutural .....	67
Fig. 3.14 - Avaliação da robustez estrutural de um edifício.....	68
Fig. 4.1 - Planta estrutural do piso tipo.....	70
Fig. 4.2 - Disposição das armaduras na viga .....	71
Fig. 4.3 - Secção transversal da viga na zona de momento máximo negativo e positivo .....	71
Fig. 4.4 - Secção transversal dos pilares .....	72
Fig. 4.5 - Modelação da estrutura do edifício .....	72
Fig. 4.6 - Pórtico danificado .....	76
Fig. 4.7 - Diagrama Momentos - Curvatura na secção da viga sobre o apoio (corte A-A') .....	77
Fig. 4.8 - Diagrama de momentos resistentes.....	77
Fig. 4.9 - Solução de viga alternativa .....	78
Fig. 4.10 - Diagrama Momentos – Curvatura da solução alternativa de viga .....	79
Fig. 4.11 - Diagrama de momentos resistentes da solução alternativa de viga.....	79
Fig. 4.12 - Aparecimento de fendilhação.....	81
Fig. 4.13 - Impacto da deformação nas estruturas.....	83
Fig. 4.14 - Impacto de um nível de 10% de corrosão (adaptado de Cavaco, 2013).....	86
Fig. 4.15 - Diagrama Momentos-Curvatura da viga para um nível de corrosão de 10 %.....	87
Fig. 4.16 - Diagrama de momentos resistentes sob efeito da corrosão.....	87
Fig. 4.17 - Secção transversal da viga idealizada e imperfeita, respetivamente .....	90
Fig. 4.18 - Diagrama Momentos-Curvatura da viga imperfeita .....	91
Fig. 4.19 - Diagrama de momentos resistentes da viga imperfeita .....	91
Fig. 4.20 - Pormenorização do nó tipo para o edifício.....	93
Fig. 4.21 - Proporção da carga face ao edifício .....	94
Fig. 4.22 - Planta estrutural do edifício.....	96
Fig. 4.23 - Alçado do pórtico na direção X e Y, respetivamente .....	97
Fig. 4.24 - Espectro da robustez estrutural .....	100

**ÍNDICE DE QUADROS**

Quadro 3.1 – Valores limite para abertura de fendas (retirado do EC2) .....	43
Quadro 3.2 - Classe indicativa de resistência (retirado do EC2) .....	47
Quadro 3.3 – Valores de recobrimento mínimo para elementos de betão armado (retirado do EC2) ..	53
Quadro 3.4 – Margem de redução tolerável (retirado do EC2).....	57
Quadro 3.5 – Formulário de cálculo dos coeficientes de robustez .....	66
Quadro 4.1 – Categorias de utilização (retirado do EC1) .....	73
Quadro 4.2 – Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas do edifício (retirado do EC1).....	74
Quadro 4.3 – Valores recomendados dos coeficientes $\psi$ para edifícios (retirado do EC0) .....	75
Quadro 4.4 – Valores das combinações de ações .....	75
Quadro 4.5 – Tabela síntese dos valores dos parâmetros .....	99



## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

### LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

A - Área do piso

$A_{c,eff}$  - Área efetiva de betão tracionado que envolve as armaduras

$A_{eff}$  - Área efetiva da secção transversal da armadura na presença de corrosão

$A_0$  - Área da secção transversal da armadura sem presença de corrosão  $P(C)$  - Probabilidade de colapso

C - Espessura da camada de recobrimento das armaduras

$C_{base}$  - Espessura de referência fixada pelo quadro 3.2

$C_{dir}$  e  $C_{ind}$  - Consequências diretas e indiretas, respetivamente

$C_{min,b}$  - Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência

$C_{min,dur}$  - Recobrimento mínimo em relação às condições ambientais

$\Delta C_{dur,y}$  - Margem de segurança

$\Delta C_{dur,st}$  - Redução do recobrimento mínimo no caso de aço inoxidável

$\Delta C_{dur,add}$  - Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional  
imperfeição construtiva.

E - Módulo de elasticidade do betão

$E_{cm}$  - Módulo de elasticidade secante do betão

$E_{c,eff}$  - Módulo de elasticidade efetivo do betão

$E_d$  - Carga atuante na combinação última de ações

$E_f$  - Carga correspondente à combinação frequente de ações

$E_k$  - Carga correspondente à combinação característica de ações

$E_{qp}$  - Carga correspondente à combinação quase permanente de ações

$E_s$  - Módulo de elasticidade do aço

$\Sigma EI$  - Soma dos factores de rigidez de flexão dos elementos de contraventamento

$F_c$  - Força de compressão no betão

$F_s$  e  $F_{s2}$  - Força de tração/compressão nas armaduras inferior e superior respetivamente

$F_t$  - Força de tração do betão

$F_{V,Ed}$  - Carga vertical total aplicada à estrutura

$F_{V,BB}$  - Carga global normal de encurvadura para a flexão global

$F_{V,d}$  - Força total vertical em cada piso, definida pela expressão 3.38

- I - Inércia do elemento para a condição intacta e totalmente fendilhado
- I - Somatório das inércias dos elementos estruturais na direção condicionante
- $I_{Corr}$  - Coeficiente de corrosão
- $I_D$  - Índice de durabilidade
- $I_{Def}$  - Coeficiente de deformação da estrutura
- $I_{Esc}$  - Parâmetro que relaciona a insensibilidade de escala da estrutura
- $I_{FE}$  - Índice de forma estrutural
- $I_{Fend}$  - Coeficiente de abertura de fendas
- $I_I$  - Índice de insensibilidade
- $I_C$  - Parâmetro que relaciona a imperfeição construtiva
- $I_{Lig}$  - Parâmetro que relaciona a fragilidade da ligação
- $I_P$  - Índice de performance
- $I_R$  - Índice de redundância
- $I_{Rec}$  - Coeficiente de recobrimento
- $I_{Tor}$  - Coeficiente de torção do edifício
- $I_{Trans}$  - Coeficiente de translação do edifício
- $K_t$  - Coeficiente função da duração do carregamento
- $K_1$  - Coeficiente que tem em conta a capacidade aderente das armaduras aderentes.
- $K_2$  - Coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões
- L - Altura total do edifício acima da base de encastramento
- $L_{damaged}$  - Carga possível de atuar depois da estrutura sofrer um dano
- $L_{intact}$  - Representa a carga capaz de atuar quando a estrutura se apresenta intacta
- LN - Altura da linha neutra
- $M_i$  - Momento correspondente à aplicação do teorema dos trabalhos virtuais
- $M_K$  - Momento equivalente à combinação característica de ações
- $P(C|D)$  - Probabilidade de colapso condicionado pelo dano D
- $P(C|D=y)$  - Probabilidade de falha a um certo dano
- $P(D|E)$  - Probabilidade da estrutura sofrer um dano condicionado pela exposição E
- $P(E)$  - Probabilidade de ocorrer um evento susceptível de causar dano à estrutura
- $P(R\ S)$  - Probabilidade de falha do sistema em função tanto da carga como da resistência.
- $R_{corr}$  - Carga capaz de atuar na secção para um nível de corrosão instalado de 10%
- $R_d$  - Medidor de robustez baseado no dano

$R_d$  - Resistência do sistema em condições danificadas

$R_{d,int}$  - Medida de robustez tendo por base a integração do dano

$R_f$  - Representa a carga capaz de ser suportada pela estrutura depois da ocorrência da falha do elemento estrutural

$R_{IC}$  - Representa a carga capaz de ser suportada pela estrutura instalada a margem máxima de

$R_0$  - Resistência do sistema em condições intactas

$Rob(\delta)$  - Medida da robustez

$R(X_p)$  - Deterioração da força de ligação

$S_{r,max}$  - Representa a distância máxima entre fendas

$X_G$  e  $X_R$  - Centro de gravidade e de rigidez no eixo X, respetivamente

$X_p$  - Nível de corrosão das armaduras

$Y_G$  e  $Y_R$  - Centro de gravidade e de rigidez do eixo Y, respetivamente

## LETRAS MISNÚCULAS LATINAS

$b$  - Largura da secção transversal

$d(i)$  - Valor máximo de dano total incluindo o dano inicial  $i$

$d$  e  $d_2$  - Representam a altura útil das armaduras inferior e superior respetivamente

$f_y$  - Tensão no aço

$f(D|E)$  - Representa a probabilidade do dano condicionado por uma determinada exposição

$f(E)$  - Representa a função da probabilidade da exposição

$f(\delta)$  - Indicador de desempenho estrutural para a estrutura danificada

$f(\delta=0)$  - Indicador de desempenho estrutural para a estrutura intacta

$p$  - Grau máximo de danos adicionais causados pelo dano inicial  $i$

$p_{lim}$  - Grau de progressão de dano aceitável

$\left(\frac{1}{r_m}\right)$  - Curvatura nominal da viga, baseada na expressão 3.12

$\Delta x_i$  - Intervalo equivalente aos momentos considerados

$w_k$  - Representa a abertura de fendas para a combinação característica de ações

$w_0$  - Representa a abertura de fendas limite para a combinação quase permanente de ações (Quadro 3.1.)

## LETRAS MINÚSCULAS GREGAS

$\alpha_c$  - Relação  $E_s/E_{cm}$

$\alpha$  - Representa a deformação do elemento para a combinação de cargas característica.

$\alpha_0$  - Valor limite da deformação do elemento para uma combinação de cargas quase permanente.

$\alpha_1$  e  $\alpha_2$  - Valor do parâmetro calculado, respetivamente para secção não fendilhada e para secção totalmente fendilhada.

$\beta_{\text{intact}}$  - Índice de fiabilidade do sistema intacto

$\beta_{\text{damaged}}$  - Índice de fiabilidade do sistema danificado

$\beta$  - Coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração do carregamento ou da repetição do carregamento.

$\epsilon_s$  - Extensão do aço

$(\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm})$  - Representa a extensão do aço e do betão respetivamente

$\zeta$  - Coeficiente de distribuição (que tem em conta a contribuição do betão tracionado entre fendas)

$\xi$  - Coeficiente dependente do número de pisos, da variação da rigidez, da rigidez do encastramento na base e da distribuição de cargas.

$\rho_{p,eff}$  - Percentagem de armadura efetiva

$\sigma_s$  - Tensão nas armaduras de tração, calculada na hipótese de secção fendilhada

$\sigma_s$  e  $\sigma_{s2}$  - Tensão de cedência do aço das armaduras inferior e superior respetivamente

$\sigma_{s2}$  - Tensão na armadura de tração admitindo secção fendilhada

$\sigma_{sr}$  - Tensão nas armaduras de tração, calculada na hipótese de secção fendilhada sujeita às condições de carregamento que provocam o início da fendilhação.

$\sigma_t$  - Tensão de tração no betão

$\sigma_c$  - Tensão de compressão no betão

$\varphi(\infty, t_0)$  - Coeficiente de fluência

$\chi$  - Representa a curvatura

$\phi$  - Diâmetro dos varões.

EC0 – Eurocódigo 0

EC1 – Eurocódigo 1

EC2 – Eurocódigo 2

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

Hoje em dia é indiscutível que as estruturas de betão armado são uma das soluções mais usadas na construção. No entanto estas, apesar de duráveis, são frágeis quando expostas a fatores extremos. Para entender melhor a versatilidade e a segurança conferida às estruturas é necessário recuar no tempo, até ao início da civilização, onde o homem deixaria as cavernas para construir abrigos. Este começou por utilizar lama e gesso para preencher os espaços entre as pedras e assim se proteger de ventos e do frio. Mais tarde Sírios e Babilónios utilizaram a argila misturada com palha, pois esta conferia à estrutura um esqueleto com possibilidade de moldagem. Numa geografia distinta, os egípcios utilizavam calcário e gipsita, rica em sulfato de cálcio, para obter um material ainda mais plástico que moldavam em pequenos blocos, tendo sido uma das primeiras tentativas de introduzir capacidade resistente às estruturas construídas. Os gregos por sua vez aperfeiçoaram o método e os romanos partindo desta forma de construir produziram estruturas de notável durabilidade, isto deve-se à utilização de cinzas vulcânicas conhecidas por pozolana que em combinação com a água criava o tão resistente betão romano, onde obras como o panteão romano refletem a aplicação deste material como base da estrutura. Contudo a utilização deste material na construção caiu juntamente com o império romano, privilegiando-se na idade média o uso da alvenaria de pedra na construção de edifícios. Teve de se esperar 800 anos após a queda do império romano para se voltar a falar das estruturas de betão, muito devido ao investigador Britânico Joseph Aspdin que em 1824 patenteava a sua descoberta, o cimento portland. O uso de betão na construção civil sofreu, durante os 50 anos seguintes, forte expansão. Contudo, a forma de construir sofreria uma inovação quando Joseph Monier patenteou a utilização conjunta de barras de ferro e betão em 1867, dando origem ao agora conhecido betão armado. Desde o seu surgimento, o betão armado tornou-se a alternativa mais viável e económica às obras em pedra e a



reunião de características até então inexistentes nas estruturas como a conjugação da elevada resistência à compressão devido ao betão e a da capacidade de deformação (elasticidade) proveniente do aço.

As estruturas de betão armado elevaram de tal forma os padrões de construção que em 1902 era inaugurado o primeiro arranha-céus do mundo em Cincinnati, edifício este com 16 andares e perto de 70 metros de altura em que a sua base estrutural consistia em vigas e pilares de betão armado.

Desde então aumentou significativamente a aplicação de betão armado nas estruturas, possível de ser encontrado hoje em dia tanto em pontes de grande vão, em barragens de grande volume, pavimentos de aeroportos e em edifícios de elevada altura. No entanto, o betão armado apresentava sérias limitações quando exposto a condições adversas, como ventos fortes, gelo-degelo, terremotos entre outros. Estes problemas advêm de fatores inerentes a este tipo de estruturas, como o elevado peso que potencia as consequências na eventualidade de um sismo, a elevada altura dos edifícios de betão armado que os deixam mais suscetíveis aos ventos fortes e até mesmo a fissuração observada nos elementos que fragiliza o seu desempenho a longo prazo quando a estrutura se encontra num ambiente agressivo.

Assim sendo, entende-se que não devem ser só consideradas as características positivas do betão armado na conceção de estruturas, mas também os inconvenientes associados que deverão reter igual atenção na fase de dimensionamento. Esta área de trabalhos não pretende pôr em causa a utilização das estruturas de betão armado mas sim entender quais as principais fragilidades para assim as melhorar e tornar possível estruturas cada vez mais arrojadas sem comprometer o desempenho.

Muitos projetistas já defendiam que deveria ser previamente estudado o nível de incorporação do edifício no sub-extrato físico existente ainda antes de definir as soluções estruturais, um exemplo notório deste movimento exprime-se nas obras de Frank Lloyd Wright, onde o arquiteto apresentava como conceito central de conceção a singularidade de cada projeto baseado na localização e finalidade a este atribuída. Uma das suas obras que melhor exprime tal enlace com o ambiente exterior é a casa da cascata (Figura 1.1), que para além da estética enquadrante apresentava medidas adicionais de segurança e preservação como a escolha de materiais a utilizar e a qualidade do recobrimento para assim retardar a degradação do edifício. No caso em concreto, tais medidas adicionais de segurança contribuíram para que este edifício se mantivesse com todas as condições de utilização, apesar da idade e do ambiente algo hostil envolvente.

Desta forma mostra-se que a prevenção e melhoramento do desempenho não vão contra a inovação, aliás só valoriza a estrutura que estará mais capaz na eminência de ações com carácter destrutivo. As estruturas de betão armado tenderão a sofrer uma evolução qualitativa, contrariando a imagem de estruturas simples e acessíveis que teve na base da expansão da sua aplicação por todo o mundo.



Fig. 1.1 – Casa da Cascata de Franck Loyd Wright, construída em 1936

## 1.2. MOTIVAÇÃO

Vem do subconsciente de todo o engenheiro o gosto por materializar os seus pensamentos em obras que de alguma forma se destacariam, muitas vezes porque achamos que ainda falta algo a ser feito ou que conseguiríamos fazer melhor, no entanto o sentimento de nobreza em construir para os outros é o alimento para que cada vez mais se preze a responsabilidade que temos nas mãos.

Quando crianças achamos que aquele pequeno castelo de areia será indestrutível, até que uma onda vem e põe por terra as nossas convicções, e nesse momento pensamos, será que fui eu que não fiz bem ou o bem não é o suficiente...

No culminar da nossa formação académica sentimos que temos mais ferramentas para responder às necessidades da comunidade, pois um engenheiro civil antes de ser a pessoa que faz cálculos é a pessoa que procura solucionar o problema de alguém, no entanto até que ponto são fiáveis as decisões que tomamos.

O que motivou este estudo foi a inconformidade que todo o engenheiro sente ao ver que a sua dedicação e trabalho desvanece sempre que uma ação fora do controle incide na sua obra e deixa um rasto de inevitabilidade. Talvez por ser um daqueles que não aceitam os requisitos mínimos como o suficiente para garantir a preservação da vida humana, existiu a necessidade de investir nesta área das

estruturas acreditando que será possível fazer mais e melhor pela segurança das pessoas e dos edifícios.

As estruturas de betão armado são atualmente sinónimo de robustez, mas até que ponto realmente estas são seguras e duráveis quando se encontra na iminência de uma ação que as retira da sua zona de conforto. Acredito que ainda exista muito trabalho a ser feito na conceção estrutural para garantir, não o cumprimento das funções atribuídas, mas sim a excelência no conforto e segurança proporcionado às pessoas que investem em algo que irá fazer parte das suas vidas.

Depois deste trabalho acredito que aquele pequeno castelo de areia ainda não resista ao impacto da onda, mas certamente a criança saberá que da parte dela tudo foi feito para evitar que isso acontecesse.

### **1.3. OBJETIVOS**

Sempre que estão em causa temáticas desafiantes com contornos ainda pouco conhecidos pelas ciências que as estudam é sempre importante a imposição de metas que se esperam alcançar, contribuindo para o esclarecimento e melhoramento dos conceitos até então criados. Tendo por base o estado atual do estudo da robustez das estruturas de betão armado e a forma como esta é encarada pelos projetistas, são definidos desde logo os seguintes objetivos:

- Verificar o nível de aprofundamento que tem o debate atual sobre a robustez estrutural, absorvendo todos os conceitos associados possibilitando o esclarecimento de possíveis incongruências na forma de atender ao assunto.
- Avaliar as implicações que a falta de robustez tem nos edifícios e a forma como esta se manifesta, encontrando eventuais medidas de mitigação das consequências ou até mesmo formas alternativas de contornar a exposição aos danos.
- Sectorizar os danos em função das consequências e das partes da estrutura que são mobilizadas para reagir a estes, englobando se possível o maior número de danos capazes de atuar e criando eventuais correlações entre os danos e os pontos mais expostos da estrutura.
- Estudo da regulamentação aplicada para ações acidentais e objetivos mínimos a ser cumpridos pelas estruturas, complementado com uma análise do nível de robustez que esses mínimos fornecem às estruturas.
- Avaliação do estado atual da forma como se quantifica a robustez estrutural, criando ferramentas ou metodologias de aplicabilidade prática para facilitar a quantificação dessa mesma robustez por parte dos projetistas.
- Proporcionar a todos os interessados nos edifícios a possibilidade de conhecimento do nível de robustez que estes apresentam a fim de se olhar para o desempenho estrutural como mais uma forma de avaliação do investimento feito no edifício.

No entanto o possível cumprimento destes objetivos é ainda um ponto de arranque para um enraizamento da análise da robustez estrutural como parte integrante da conceção de um edifício. Com o decorrer dos trabalhos eventuais novas metas poderão surgir desde que isso contribuía para a consciencialização da comunidade científica que se debruça sobre esta área da engenharia estrutural em incutir políticas ativas de melhoramento do desempenho e da interatividade dos edifícios com o seu ambiente circundante.

#### **1.4. ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO**

Após a tarefa de planejar a melhor forma de expor este trabalho, estruturou-se a presente dissertação em cinco capítulos, que tanto demonstram o que atualmente se faz nesta área da engenharia como indicam os possíveis caminhos a ser bem definidos rumo à clarificação da temática.

O primeiro capítulo introduzirá o tema, bem como as razões para se afirmar como tão importante é esta área da engenharia estrutural, relacionando com as motivações que ressaltam para o aprofundamento desta problemática.

No segundo capítulo serão estudados os eventos que na história motivaram e impulsionaram o debate sobre a robustez estrutural e a forma como a literatura atual trata o assunto concluindo com a recolha de um leque de conceitos e considerações importantes na ótica deste trabalho.

O terceiro capítulo consistirá na estruturação de uma proposta de quantificação do nível de robustez estrutural dos edifícios onde estarão expostas as bases para os critérios assumidos e a forma de interpretação dos resultados.

No quarto capítulo será aplicada a proposta de quantificação a um edifício em concreto, analisando as potencialidades desta ferramenta, os outputs para o utilizador desta forma de análise e complementado com observações sobre possíveis melhorias em concreto para o edifício em estudo a fim de aumentar o seu nível de desempenho estrutural.

O quinto e último capítulo irão aprofundar as conclusões retiradas da aplicação da proposta e, numa análise mais global, algumas notas sobre o estado da robustez do edifício estudado. Também serão identificados os objetivos atingidos e caminhos a serem seguidos por eventuais estudos ou trabalhos nesta área.

Servirá de apoio ao trabalho um conjunto de anexos com dados complementares, utilizados durante a fase de cálculo que ajudaram ao entendimento de possíveis dúvidas associadas à proposta de avaliação da robustez estrutural.

Através desta forma de estruturação dos trabalhos acredita-se criar os mecanismos para que seja possível o entendimento das considerações tomadas, cativando os interessados para que aprofundem e valorizem o nível de desempenho das estruturas.



# 2

## Robustez Estrutural

### 2.1. INTRODUÇÃO

O estudo e definição do conceito de robustez estrutural iniciou-se na década de 70 mas o aprofundamento nesta área foi intermitente, devido sobretudo ao facto de estar associado a acidentes extremos envolvendo edifícios e obras de arte. Tais acidentes são geralmente provocados por catástrofes naturais e por falha humana. No entanto, o conceito de robustez estrutural atual ainda permanece sem uma definição exata e precisa.

A ocorrência de uma falha global e repentina da estrutura deve-se a explosões, inundações, erros humanos graves, ataques terroristas, tornados, terremotos, entre outros, que pelas suas diferentes naturezas torna difícil e complexa a definição de como a estrutura está capacitada a reagir a tais ações.

Deste modo, e tendo em conta que não existe uma definição clara de robustez, é difícil estabelecer regras e procedimentos práticos que ajudem os engenheiros a conceber estruturas capazes de suportar tais fenómenos extremos sem consequências catastróficas.

Apesar do conceito de robustez estrutural na sua génese ter sido criado para atender a fenómenos extremos, nos últimos 20 anos a tendência na investigação consistia no estudo da robustez em estruturas envelhecidas com processos de desgaste avançado, pois ao contrário dos eventos destrutivos já mencionados, o envelhecimento ocorre na generalidade das estruturas e pode culminar muitas vezes em colapso das estruturas [Cavaco, 2013].

Até aos dias de hoje a perceção do conceito robustez é algo difusa por parte dos engenheiros, o que origina faltas de confiança e orientação de como incorporar o conceito de robustez nas estruturas, permanecendo sempre alguma incerteza na vulnerabilidade das estruturas na presença de eventos graves [IES,2010].

A definição exata do conceito de robustez estrutural é uma necessidade eminente para uma concreta materialização da robustez no quotidiano do dimensionamento de estruturas, evitando que o seu estudo só aconteça após a ocorrência de alguma catástrofe.

## **2.2. EXEMPLOS DE DANOS**

A importância da discussão sobre os impactos que os danos têm nas estruturas só faz sentido porque na generalidade dos casos a falha das mesmas implica a perda de vidas humanas e uma quebra de confiança da sociedade na evolução das obras de engenharia, pois não só ficam abalados aqueles que sofreram diretamente o dano, mas também toda a comunidade que olha para o seu lar como um sinónimo de segurança.

Sempre que um dano ocorre na estrutura e esta não consegue suportá-lo convenientemente, mantendo as funções para que foi concebida, é assumida a falta de robustez estrutural.

Neste capítulo serão expostos os principais acontecimentos na história que impulsionaram o estudo da robustez. Estes acontecimentos caracterizaram-se pela importância na sociedade que uma falha na estrutura de um edifício causou, traduzindo-se infelizmente em perda de vidas humanas.

A evolução da construção de edifícios tem especial importância pois devido ao crescente aumento em altura e em volumetria das estruturas e por uma afluência cada vez maior de pessoas a estes edifícios, implica que em caso de falha da estrutura o risco de perda de vidas humanas seja bem mais elevado.

Os exemplos que a seguir são apresentados remetem a casos em que as condições de segurança definidas na regulamentação aplicada foram verificadas mas que devido a fatores externos não previstos causaram o colapso ou deterioração acentuada da estrutura.

### **2.2.1. RONAN POINT, LONDRES, 1968**

Na década de 60 existiam 3 grandes formas de construir estruturas de edifícios de grande altura, sendo elas:

- Construção em aço, onde os elementos de aço estão interligados entre si formando assim a estrutura de sustentação. Um exemplo deste tipo de construção é o Empire State Building na cidade de Nova York.
- Construção com betão in situ, onde os elementos são moldados por cofragem e reforçadas com armadura para posterior introdução do betão fresco. Estas cofragens removem-se quando o betão atinge o limite de idade necessário e são reaproveitadas para novos moldes. Um exemplo emblemático deste tipo de construção é a Bank of America Tower na cidade de Nova York.
- Construção por sistemas de grandes painéis, onde painéis de grandes dimensões em betão eram pré-fabricados e transportados para o local da obra, estes eram erguidos por guias e unidos por juntas aparafusadas.

Este último método construtivo foi criado por Larsen - Nielsen em 1948, na Dinamarca, e foi empregue na construção do edifício Ronan Point, inaugurado em 11 de Março de 1968 [Pearson and Detalle, 2006].

A torre de apartamentos residenciais Ronan Point fazia parte de uma estratégia do governo da época em criar um novo conceito de habitação social acessível. Este edifício apresentava 22 andares e estava situado em Newham, East London.

No dia 16 de Maio de 1968, na cozinha de um apartamento do 18º andar, uma fuga de gás deu origem a uma explosão, que desencadeou um colapso progressivo de um dos extremos do edifício (Figura 2.1), causando a morte a 4 pessoas e ferindo 17.

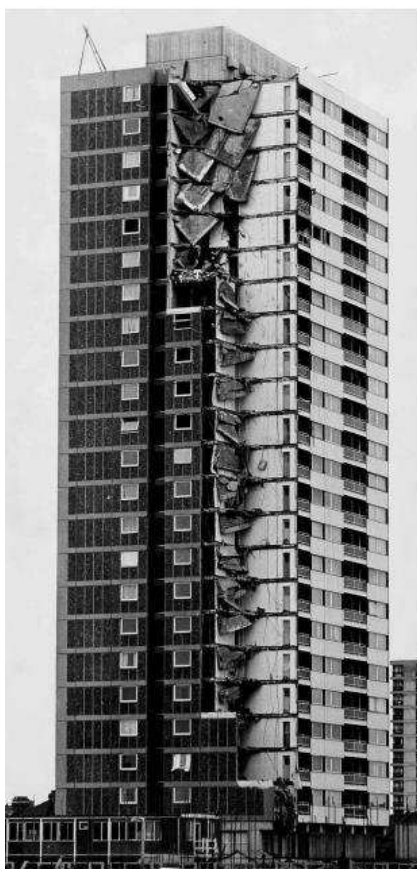


Fig. 2.1 – Ronan Point (adaptado de Cavaco, 2013)

O colapso foi investigado e foi criado um relatório por Griffiths et al (1968), onde o perito refere que a explosão destruiu o chão e paredes da divisória do apartamento. Estas paredes eram o único apoio do 19º piso e por sua vez dos pisos diretamente acima.

Após a perda de sustentação dos pisos acima do 18º andar iniciou-se uma segunda fase do colapso, onde estes pisos superiores se apoiaram nos inferiores, iniciando-se assim uma quebra progressiva dos pisos até atingir o solo [Bignell et al, 1977].



Foi estimada a intensidade da explosão pelo nível de impacto sonoro causado, bem como pelo estado de danificação dos objetos da cozinha do apartamento do 18º andar, onde se concluiu que a explosão foi de intensidade relativamente baixa chegando a atingir valores abaixo dos 70kPa. Pesquisas levadas a cabo por Levi e Salvatori (1992) demonstraram que a capacidade resistente à pressão interna das paredes constituintes do Ronan Point não suportariam cargas superiores a 21kPa, que poderiam ser atingidas facilmente por ventos moderados.

Após o colapso parcial do Ronan Point, foram efetuadas obras de restauro e reforço estrutural, onde se estimava um aumento da vida útil do edifício em 60 anos, no entanto ao fim de 18 anos de utilização o edifício foi demolido bem como mais edifícios em Newham onde foi utilizado o mesmo processo construtivo.

A demolição do Ronan Point foi efetuada piso a piso tendo-se observado uma grande quantidade de erros construtivos grosseiros, como juntas soltas, falhas nas argamassas que cobriam os parafusos, que teriam um papel crucial na segurança da estrutura.

O impacto do colapso parcial de Ronan Point na comunidade foi tal que em 1970 foi efetuada a 5ª alteração do regulamento de construção no Reino Unido, que se destacou pela criação do conceito de colapso desproporcional que as novas estruturas teriam de respeitar.

O colapso parcial de Ronan Point é um exemplo de um sistema em série, onde a falha de um elemento estrutural, devido a uma ausência de caminhos de carga alternativo, origina um colapso progressivo da estrutura.

#### 2.2.2. NEW WORLD HOTEL, SINGAPURA, 1985

Na década de 80, Singapura sofria uma rápida evolução económica e social, traduzida num aumento crescente dos requisitos de qualidade e conforto nas habitações. A crescente tendência pelas construções de edifícios em altura justificava-se pelo grande aumento da população devido ao país se apresentar como uma potência económica emergente.

As estruturas já construídas tiveram de se adaptar às novas exigências dos utilizadores a fim de criar uma alternativa aos novos edifícios que se erguiam rapidamente.

Em 1971 foi construído o Hotel New World, constituído por 6 andares em betão armado apoiados em 35 pilares de betão armado. Este edifício apresentava uma utilização nos últimos pisos como hotel, mas possuía também uma agência bancária e um espaço de diversão noturna nos pisos inferiores (Figura 2.2).

Em 1985 um incidente num quarto do hotel devido a uma fuga de gás feriu 35 pessoas, devido à inalação de monóxido de carbono, no entanto em nada afetou a estrutura do edifício.

A 15 de Março de 1986 sem nada prever, o edifício colapsou em menos de 1 minuto causando a morte a 33 pessoas que se encontravam no edifício à hora do acidente. Este colapso levou a um intenso processo de investigação para apurar as causas do sucedido.

Segundo testemunhas na noite anterior ao colapso um pilar situado na pista de dança da discoteca fissurou bruscamente bem como outro pilar próximo originando a quebra de um espelho que se encontrava fixado no pilar.

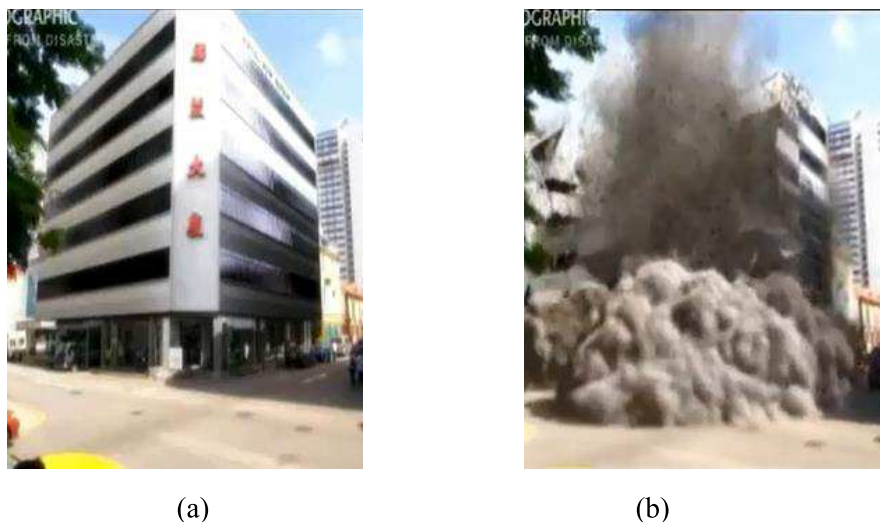


Fig. 2.2 – Simulação da estrutura antes e durante o colapso

Na manhã do trágico dia uma perícia analisava outro pilar na cave também fendilhado mas concluiu que não comprometeria a segurança do edifício.

Devido à invulgaridade da velocidade do colapso colocaram-se vários cenários de possíveis causas de dano da estrutura, desde logo a incapacidade do solo de fundação bem como problemas com as obras de uma linha de metro subterrânea que estaria a ser construída nas imediações. No entanto após testes em campo e em laboratório comprovou-se que tais fenómenos em nada afetariam a estrutura, deixando em aberto qual a causa do colapso.

Após análise ao betão dos escombros no edifício identificou-se uma micro-fissuração generalizada em grande parte das peças de betão que implicava uma redução na capacidade resistente do betão.

As investigações foram concluídas quando se descobriu que nos últimos anos de vida do New World Hotel foram efetuadas obras de melhoramento das características do edifício introduzindo novos revestimentos exteriores de carga elevada bem como a incorporação de uma unidade de ar-condicionado na cobertura.

Tais alterações não contabilizadas no projeto incrementaram a carga de tal maneira que a estrutura atingiu a sua capacidade última e devido à permanência da carga, a estrutura foi fissurando, atingindo o seu limite no trágico dia do colapso.

A falha dos 3 pilares que suportavam a instalação de ar condicionado da cobertura não conseguiu ser suportada pela redistribuição da carga pelos pilares adjacentes e criou uma situação insuportável ao sistema estrutural global causando um colapso progressivo de tal dimensão.

Este acontecimento fomentou na comunidade um grau de insegurança quanto às estruturas até então construídas, desencadeando um mediatismo tal que deu origem a inúmeros estudos e documentários.

### 2.2.3. THE HIGHLAND TOWERS, KUALA LUMPUR, 1993

A ocidente da cidade de Kuala Lumpur, localizava-se o conjunto de apartamentos Highland Towers onde habitavam famílias ricas da classe média, que caracterizavam este local como sossegado, pacato e com ótima qualidade de vida.

As Highland Towers eram constituídas pelo conjunto de 3 torres de 12 andares construídas entre 1974 a 1982 e situavam-se no socalque de uma montanha muito íngreme. Toda a construção era em betão armado apresentando ainda um piscina na área entre as torres. Com as características de qualidade empregue na construção nunca se esperaria um desfecho tão catastrófico.

Em 11 de Dezembro de 1993, após 10 dias de chuva intensa, uma das torres colapsa totalmente matando 45 pessoas e levando à evacuação de todos os moradores das restantes torres (Figura 2.3).

Apesar das condições muito adversas do solo circundante nunca se esperaria tal fim para um edifício que teria desde logo compreendido a necessidade de fundações indiretas para comportar as características desfavoráveis do solo de fundação.

Antes da construção das torres existia um fluxo de água a descer do morro que foi posteriormente desviado por um sistema de drenagem que garantia estabilidade ao solo imediatamente abaixo das torres.



Fig. 2.3 - The Highland Towers

Em 1991, devido a um processo de desenvolvimento local iniciou-se a construção de novas habitações no topo do morro que destapou toda a superfície de terras de vegetação, expondo assim os solos à erosão e danificando ligações existentes.

Esta nova construção veio introduzir maior fluxo de água a drenar pelo sistema de drenagem instalado, e devido às obras no local, estas tubagens ainda tiveram de suportar a entrada de areias e siltes que danificaram a tubagem em vários pontos do morro.

Com tais fugas, a água tendeu a retomar o fluxo de água existente inicialmente, onde, em dezembro de 1993, devido às chuvas constantes, viu a sua situação agravada.

Com condições tão adversas do solo, o muro de sustentação existente foi derrubado provocando um deslizamento de mais de 100000m<sup>2</sup> de lamas pelo morro, danificando gravemente a estrutura da fundação de uma das torres (Figura 2.4).

Após a estabilização das terras e passado o período de chuvas, os moradores observaram uma grande quantidade de fissuras nos elementos estruturais, que desencadearam uma perda progressiva da capacidade resistente da estrutura que culminou com o desabamento de uma das torres no trágico dia 11 de Dezembro de 1993.

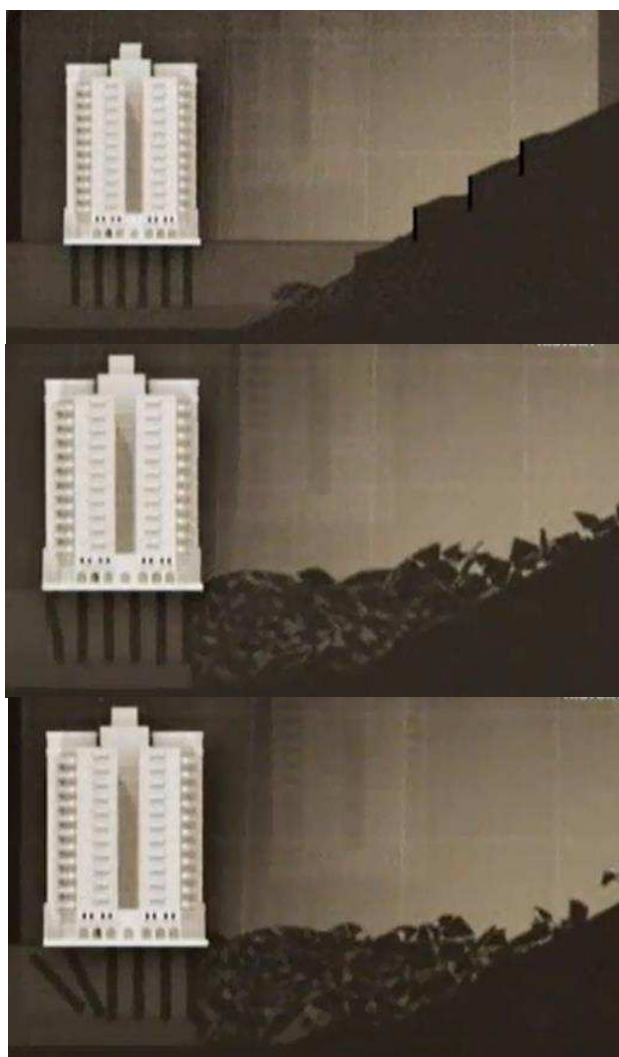


Fig. 2.4 – Modelação do deslizamento de terras

Após o incidente ainda existiram tentativas de reocupação das duas restantes torres mas investigações concluíram que não estavam reunidas as condições de segurança e a demolição das restantes torres foi a solução encontrada.



O cenário debilitado do solo era uma possibilidade pensada em projeto contudo a inexistência de ferramentas que capacitassem a estrutura de robustez para tolerar tais danos originou o colapso da estrutura quando exposta a um evento tão perigoso.

#### 2.2.4. SAMPOONG DEPARTMENT STORE, SEUL, 1995

Entre 1980 e 1990 a Coreia do Sul vivia um período de grande desenvolvimento económico que fomentou um crescente aumento na construção de edifícios habitacionais e de comércio.

Em Julho de 1990 abria as portas um centro comercial e de escritório em Seul chamado Sampoong Department Store. Este edifício cresceu sobre um terreno que inicialmente era um aterro sanitário, posteriormente desativado e destinado pelo urbanismo da cidade à construção de edifícios habitacionais.

Lee Joon, proprietário do terreno e de uma empresa de construção iniciou as obras de construção de edifícios habitacionais com uma altura estimada de 4 andares, no entanto ainda em fase de construção o projeto foi alterado para dar origem a um centro comercial.

Com esta alteração do projeto o edifício estaria agora com funções de comércio e escritórios nos seus 4 pisos, conseguindo de forma controversa uma aprovação das entidades para esta nova utilização.

Mais tarde foi acrescentado um 5º piso ao edifício destinado a pista de patinagem, pois o plano de zoneamento do local não permitia a existência de um edifício com uma função única de escritórios e comércio, no entanto Lee Joon conseguiu alterar a utilização para este 5º piso ficando agora destinado à restauração. Complementarmente a estas obras, fora ainda instaladas unidades de ar condicionado na cobertura para servirem os restaurantes e o restante centro comercial. (Figura 2.5)



Fig. 2.5 – Sampoong Department Store

A estrutura de betão armado do centro comercial era constituída por lajes fungiformes apoiadas diretamente em pilares de secção circular com 0.6m de diâmetro.

Em 29 de Junho de 1995, após inúmeros avisos da instabilidade da estrutura, o edifício de 5 andares desaba matando 502 pessoas e ferindo mais 1500. Até à data do sucedido, este incidente foi o mais mortal de sempre devido a falhas estruturais (Figura 2.6).

O colapso teve início na falha de sustentação da laje de cobertura caindo sobre as lajes imediatamente abaixo criando um efeito de colapso progressivo que originou um desabamento total da estrutura em questão de segundos.

Após o colapso foi iniciado um processo de investigação conduzido pelo professor Lan Chung da faculdade de engenharia da Universidade de Dankook (1995), onde foi detalhado em relatório as causas da tragédia.



Fig. 2.6 – Colapso do Sampoong Department Store

Numa primeira análise suspeitou-se que o incidente deveu-se a uma fuga de gás, hipótese descartada quando viram que o material combustível encontrado pertencia a veículos esmagados pela queda do edifício, e também pelo colapso ter acontecido verticalmente, e não horizontalmente como é característico em situações de explosão.

Numa segunda análise examinou-se o solo de fundação pois pensava-se que este apresentava fracas qualidades resistentes, no entanto ao examinar os escombros verificou-se que o betão utilizado apresentava níveis de sal elevados o que fazia crer que teria sido utilizada areia do mar na construção da estrutura.

Complementarmente a isso, encontrou-se irregularidades nas quantidades de armadura e na geometria necessárias aos elementos, para além de uma taxa de armadura de punçoamento reduzida junto à inserção dos pilares com a laje que condicionava em muito a capacidade resistente das lajes fungiformes.

Todos estes fatores, conjugados com a adição do quinto piso, que introduzia uma carga difícil de suportar pela estrutura, culminou com o colapso do edifício. No entanto, a causa do início do colapso foi descoberta quando se soube que em 1993 as unidades de ar condicionado instaladas na cobertura tiveram de ser mudadas de sítio por queixas do ruído por parte dos vizinhos, e, como o processo de mudança de local das unidades foi feito a custa de um sistema de roldanas pesadas instaladas na cobertura, estas danificaram e sobrecarregaram as zonas em redor dos pilares criando fendas enormes (Figura 2.7).

Junto a este fator, a instalação de um sistema de prevenção de incêndios junto às escadas rolantes que necessitaram de uma perfuração dos pilares para colocação dos dispositivos, culminou no punçoamento da laje sobre os pilares centrais, e este, por sua vez, ocasionou um aumento de carga sobre os restantes pisos que não possuíam condições para suportar tal ação.



Fig. 2.7 – Cobertura do Sampoong Department Store

O colapso do Sampoong Department Store terminou com um inquérito judicial que levou à prisão Lee Joon durante 7 anos por homicídio accidental e corrupção. Este acidente teve repercursões na sociedade com inúmeras campanhas na rua, que culminaram numa reforma das regras de segurança dos edifícios na Coreia do Sul.

A notória falta de insensibilidade da estrutura para suportar novos usos e falhas construtivas, bem como a ausência de redundância inerentes ao método construtivo utilizado, não faziam prever outro cenário no caso da falha de qualquer componente da estrutura.

#### 2.2.5. WORLD TRADE CENTER, NEW YORK, 2001

Em Dezembro de 1970 inaugurava-se o complexo de torres do World Trade Center, constituído por duas torres com 107 andares, 411m de pé direito e 21m enterrados, com uma geometria em planta quadrangular com 64m de cada lado, projetadas pelo arquiteto Minoru Yamasaki e a empresa de arquitetura Emery Roth e Sons (Figura 2.8).





Fig. 2.8 – World Trade Center

A estrutura do edifício era constituída por quatro grandes grupos estruturais que garantiam a estabilidade do edifício, mesmo nas condições mais extremas.

O primeiro grupo dizia respeito às paredes exteriores ou tubo exterior, constituídas por pilares ocos de aço, afastados 1m entre si, com secção quadrada de 38cm de largura, ligados por tímpanos, e eram pré-fabricados em moldes de 3 pisos por 3 pilares.

O segundo grupo estrutural era o núcleo interior dentro do tubo exterior, que era constituído por 47 pilares de aço que suportavam também os elevadores e as escadas.

O terceiro grupo estrutural referia-se às vigas em treliça apoiadas tanto no tubo exterior como no núcleo central, que serviam de base a um pavimento constituído por painéis pré-fabricados, colocados sobre as vigas e posteriormente betonados com uma camada de 10cm de betão.

O quarto e último grupo estrutural refere-se à cobertura também designada por “hat truss” que servia de base às antenas colocadas na cobertura, mas demonstraram um papel fundamental na solidarização entre o tubo exterior e o núcleo central.

No dia 11 de Setembro de 2001 um atentado terrorista originou o impacto de dois aviões Boeing 767 nas torres, causando a morte acerca de 3000 pessoas e danos materiais e sociais incalculáveis (Figura 2.9).

Após esta tragédia, a tomada de consciência da sociedade em relação à segurança das estruturas e à robustez estrutural aumentou consideravelmente, desencadeando investigações e estudos aprofundados sobre o acontecimento e sobre as falhas que ocorreram na estrutura.



Desde o acidente foram criados imensos relatórios técnicos sobre o que realmente aconteceu à estrutura, [Bazant,2001], [Bazant e Zhou,2002], [Bazant e Verdure, 2007], [NIST, 2005] onde se identificaram vários fatores que culminaram no colapso total da estrutura.



Fig. 2.9 - Colapso do World Trade Center

Apesar dos aviões irem ao encontro do núcleo central do edifício, destruindo-o, o mesmo não colapsou imediatamente devido à sua grande redundância, que conseguiu encaminhar as cargas dos pilares destruídos para os pilares adjacentes, redistribuindo assim os esforços.

Apesar de, em fase de projeto, ter sido testado a segurança do edifício contra o impacto de um avião, onde a estrutura garantia a sua integridade, o fator condicionante e não pensado em projeto foi o potencial explosivo do combustível nele transportado.

Com o impacto na estrutura, o avião libertou querosene, combustível utilizado pelos aviões atuais, que tem a capacidade de produzir quatro vezes mais energia num incêndio quando comparado a um incêndio que tenha como combustível material comum de escritório.

Com o impacto, o sistema de isolamento ao fogo instalado nas vigas por uma camada de fibras leves foi destruído, deixando expostas as vigas de aço às temperaturas altíssimas, provocando uma perda de resistência global.

A falha dos elementos dos pisos onde lavrava o fogo desencadeou o desabamento sobre os inferiores, causando um processo de colapso progressivo. No entanto, o tempo que a estrutura ainda suportou de pé até o colapso total foi crucial para se conseguir salvar muitas vidas.

Apesar do balanço trágico de 3000 mortes, este número refere-se a 13% das pessoas que ocupavam o edifício, o que indica que muitas pessoas conseguiram ser evacuadas a tempo. Contudo, até à tragédia, afirmava-se que as torres eram extremamente robustas, verificando-se agora que essa robustez não conseguiu evitar o desfecho catastrófico do World Trade Center.

Assim, percebe-se que a necessidade da definição de robustez estrutural tornou-se cada vez mais relevante, fomentando o desenvolvimento de medidas que, em fase de dimensionamento, previnam a exposição da estrutura a consequências tão gravosas.

### 2.3. OCORRÊNCIA DE COLAPSO

Tendo por base os casos apresentados anteriormente, observa-se que independentemente da robustez esperada para as respetivas estruturas, as consequências dos danos tiveram efeitos devastadores. Contudo é difícil criar uma possível ligação entre o nível de robustez das estruturas e a consequência direta de um dano sobre elas, pois a ausência de um conceito exato e conciso de robustez não existe.

Concretamente, para os conceitos existentes, as torres do World Trade Center seriam as estruturas mais robustas dos casos apresentados, todavia foram as que originaram maior número de vítimas mortais e maior impacto na sociedade, ao contrário de Ronan Point em que uma pequena explosão causou a queda parcial do edifício, indicando pouca ou nenhuma robustez estrutural.

A primeira ideia a reter é que não existe estruturas isentas de riscos ou de acidentes que causem consequências significativas à estrutura, no entanto o principal papel do engenheiro civil é prevenir esse risco.

No caso da estrutura sujeita a um evento perigoso, a ocorrência de um dano pode causar a falha local ou global de um sistema, mas a resposta a este dano pode desencadear outro evento perigoso originando uma sucessão de falhas causadoras de colapso (Figura 2.10).

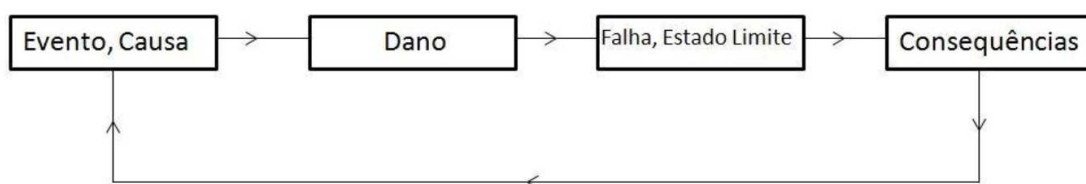


Fig. 2.10 – Funcionamento do processo de falha de estruturas (adaptado de Cavaco, 2013)

Este modelo pode ser observado em todos os casos demonstrados anteriormente, em que a falha de um sistema estrutural desencadeou novos eventos originando um colapso progressivo.

Esta cadeia de eventos pode ser melhor entendida com a árvore representada na Figura 2.11 que caracteriza a probabilidade associada à ocorrência do colapso, bem como das possíveis reações que a estrutura pode apresentar quando exposta a um evento perigoso [Cavaco,2013].

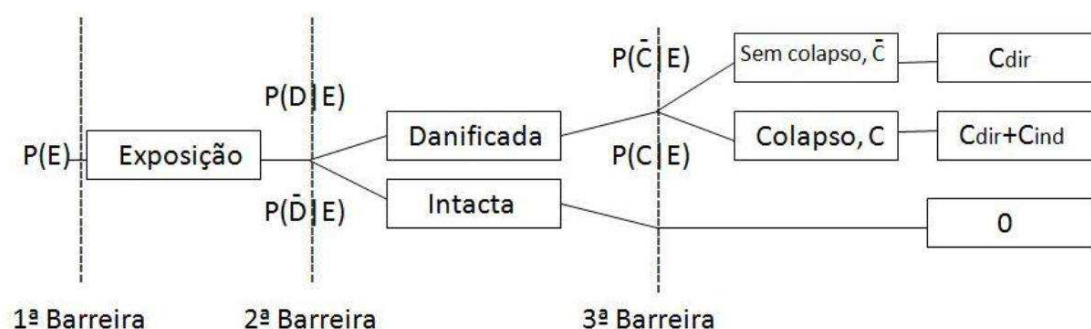


Fig. 2.11 – Árvore de eventos de falha estrutural, baseada na exposição e na consequência (adaptado de Cavaco, 2013)

Seguindo o ramo do colapso representado na árvore da Figura 2.11 pode-se determinar a probabilidade de ocorrência de colapso  $P(C)$  da seguinte forma:

$$P(C) = P(E) \times P(D|E) \times P(C|D) \quad (2.1)$$

Em que:

$P(C)$  Probabilidade de colapso

$P(E)$  Probabilidade de ocorrer um evento suscetível de causar dano à estrutura

$P(D|E)$  Probabilidade da estrutura sofrer um dano condicionado pela exposição  $E$

$P(C|D)$  Probabilidade de colapso condicionado pelo dano  $D$

Com este modo de interpretar o desencadear de um evento perigoso, pode-se concluir que quando a estrutura sofre um dano, mas este não proporciona outro evento, esta estrutura está apenas sujeita a consequências diretas  $C_{dir}$ , no entanto, quando o dano desencadeia novos eventos danosos na estrutura, esta ficará também sujeita a consequências indiretas  $C_{ind}$ .

Caberá ao engenheiro definir a estratégia que reduza mais eficazmente a probabilidade da ocorrência das 3 parcelas causadoras de colapso representadas na equação 2.1.

### 2.3.1. PREVENÇÃO DA EXPOSIÇÃO

A primeira opção para evitar a ocorrência de um colapso passa pela redução da probabilidade da exposição  $P(E)$  a ameaças potencialmente causadoras de danos ou de falha global.

Segundo Bontempi et al (2007) as ameaças podem ser divididas em ameaças físicas e lógicas (Figura 2.12), em que as ameaças físicas são caracterizadas por falhas divididas em externas, como agentes ambientais (inundações, furacões, tornados, sismos), bem como ações acidentais ou impactos (explosões, incêndios, impacto de veículos, etc.) e falhas eminentes internas, como fissuras nos elementos ou redução de força localizada do elemento.

As ameaças lógicas são caracterizadas pelos erros humanos, como erros de dimensionamento, construtivos, bem como de uso da estrutura.

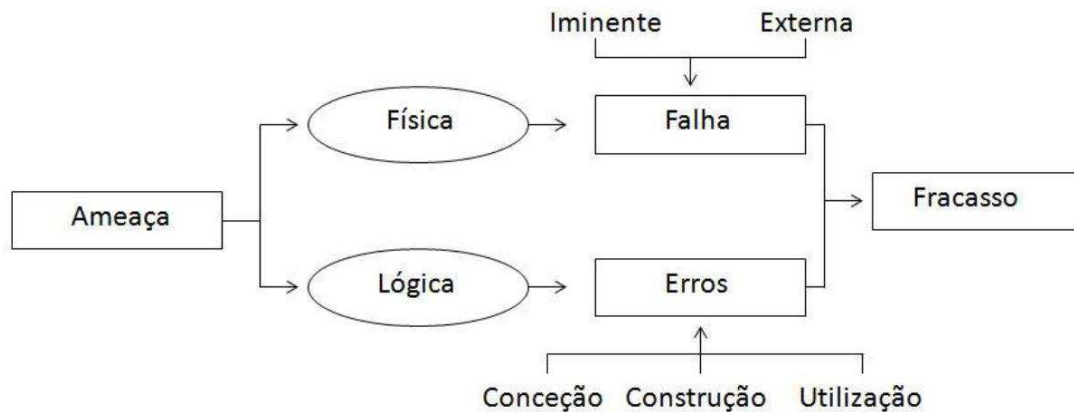


Fig. 2.12 – Classificação de ameaças a estruturais (adaptado de Bontempi et al, 2007)

Quanto às exposições, poucas estão dentro do âmbito de trabalho de um engenheiro civil, e outras (sismos, inundações, furacões, etc.) não podem ser limitadas. No entanto, deve-se minimizar a probabilidade da exposição da estrutura a estas ameaças. Por exemplo, no caso das Highland Towers, se tivesse existido um estudo sobre a estabilidade da encosta não se teria permitido a continuação dos trabalhos de construção no topo do morro, evitando assim o deslizamento de terras.

As ameaças lógicas também são de difícil percepção e prevenção, no entanto tarefas como revisão dos cálculos e uma fiscalização mais eficaz pode prevenir a estrutura da exposição a potenciais ameaças.

Fica demonstrado que é impossível anular a exposição de uma estrutura a uma ameaça, contudo a redução da probabilidade de exposição  $P(E)$  deverá ser feita a fim de garantir a integridade da estrutura.

### 2.3.2. PREVENÇÃO DE DANO

Apesar da exposição da estrutura estar fora do âmbito de trabalho de um engenheiro estrutural, a prevenção de danos é a base de trabalho com que qualquer engenheiro terá de lidar.

A probabilidade de dano  $P(D|E)$  é acautelada pelas normas de dimensionamento, definidas no caso europeu pelos Eurocódigos, que evitam que as ações (cargas de tráfego, neve, vento, terremotos, uso humano, ambiente) criem danos à estrutura.

No entanto, ameaças de ações acidentais não é tão objetivamente tratada pelos códigos atuais, perspectiva que tem vindo a mudar com as novas normas, no caso europeu o EC0 [CEN, 2003] que introduz a importância de ações como explosões internas e impactos de veículos a serem suportados pela estrutura. No entanto ainda ficam descuradas ações acidentais como explosões externas, cenários de guerra ou até mesmo ações terroristas.

A forma como as respetivas normas aconselham a suportar os danos acidentais é através de elementos-chave que teriam a função de suportar o impacto provocado pelo dano, evitando assim o colapso desproporcional.

Contudo, a determinação da carga acidental é difícil, e, com a criação de elementos estruturais chave, fica designada uma referência de um ponto alvo suscetível de ser destruído por ataques terroristas, desencadeando assim uma queda em cadeia da estrutura.

Apesar de tudo a prevenção completa deste tipo de danos acidentais é impossível, pois no caso do World Trade Center, dimensionou-se a estrutura para que suportasse o impacto do avião sem que causasse colapso, mas dar capacidade à estrutura para suportar o incêndio provocado pelo combustível da aeronave tornaria inviável a construção do edifício.

No entanto, para danos não tão extremos e de frequência maior a minimização da probabilidade de dano  $P(D|E)$ , carece de medidas não tão extremas e pesadas para a estrutura, como nos casos do envelhecimento da estrutura, em que um cuidado adicional na qualidade do betão e do aço, não encarece em demasia a obra e a torna menos exposta a danos precoces.

### 2.3.3. PREVENÇÃO DE FALHA

A terceira componente diz respeito à minimização da probabilidade de um dano inicial causar a falha global do sistema, e, consecutivamente, o colapso  $P(C|D)$ , aumentando a tolerância da estrutura, ou seja, evitar que um dano inicial se propague na estrutura desencadeando mais falhas.

Conferir aos elementos uma reserva de resistência para conseguirem dar resposta em caso de dano da estrutura, tem sido negligenciado pelos códigos e normas aplicadas, contudo, um conjunto de recomendações surgiram com os códigos mais recentes [CEN, 2003] que vão ao encontro de evitar a falha global do sistema após o dano de um elemento.

Alguns autores sugerem a idealização de um sistema vinculado, caracterizado pela independência de sustentação dos vários elementos da estrutura. Desta forma, a falha de um membro não desencadeia uma transmissão de esforços para os elementos adjacentes. O exemplo mais concreto deste conceito é o caso de um dano numa zona da laje de um edifício, caso esta se encontre independente dos restantes painéis que constituem o piso, o dano não se estende até eles, facilitando assim possíveis intervenções após a ocorrência do dano.

Um exemplo disso foi em Ronan Point que, segundo Starossek (2007), se o edifício não apresentasse a falta de redundância observada, o dano poder-se-ia ter espalhado à restante estrutura possibilitando eventualmente um colapso total. Contudo, em muitos casos de estruturas de betão armado que sofreram explosões a gás e possuíam continuidade dos elementos, apresentaram melhor comportamento que o de Ronan Point devido a existência de caminhos de carga alternativos [Cavaco, 2013].

Esta discussão só vem acentuar a importância de redundância nas estruturas, veja-se o caso do World Trade Center, que apresentou uma incrível tolerância aos danos, suportando o primeiro impacto dos aviões, garantindo a sustentabilidade do edifício durante mais de 50 minutos, só colapsando devido aos incêndios que afetaram significativamente a capacidade resistente da estrutura metálica. Apesar de

tudo, foi latente a grande redundância do sistema global que conseguiu suportar a falta de um conjunto enorme de pilares e vigas redistribuindo a carga dos 20 pisos superiores (torre norte) pelos restantes elementos.

Contudo, na história existem casos em que a redundância nem sempre teve um papel positivo. Por vezes a redundância não evita o colapso, aliás, pode permitir a solidarização de toda a estrutura, podendo contribuir para o acontecimento do dano generalizado. Por outro lado, permite que as consequências dos danos aconteçam de forma mais prolongada no tempo, pois haverá uma resposta de todo um conjunto para tentar ultrapassar a falha inicial de um elemento.

Este pormenor tem imensa importância nos casos em que o fundamental é salvar vidas humanas, onde qualquer minuto a mais de sustentação da estrutura é crucial, mas extremamente negativo se o objetivo é capacitar a estrutura de independência de funcionamento na presença de um dano num elemento.

Independentemente dos benefícios ou não de estruturas com redundância, esta é certamente uma característica da robustez, porque impede o colapso da estrutura, mas só com uma análise de risco se poderá compreender a importância da robustez num colapso, como se apresenta no ponto seguinte.

#### 1.3.4. RISCO DE COLAPSO

No seguimento do explicado anteriormente, entende-se que a resistência ao colapso depende de três fatores: a exposição ao perigo, a força resistente dos elementos e a força resistente global da estrutura. No âmbito da engenharia estrutural, são consideradas apenas as duas últimas componentes aqui definidas, associando a resistência dos elementos à vulnerabilidade e a resistência global da estrutura à robustez [Cavaco, 2013].

Sendo assim, a forma de materializar a resistência de colapso apresenta-se da seguinte forma:

$$\text{Resistência ao colapso} = \text{Exposição} \times \text{Vulnerabilidade} \times \text{Robustez} \quad (2.2)$$

Se as consequências do colapso forem também contabilizadas pode-se então calcular o risco pela seguinte expressão:

$$\text{Risco} = \text{Exposição} \times \text{Vulnerabilidade} \times \text{Robustez} \times \text{Consequência} \quad (2.3)$$

Com a introdução deste novo fator cria-se uma nova variável a ser minimizada durante a ocorrência de um evento perigoso. Este acréscimo de um nível de dependência faz-se representar por medidas que minimizem as consequências, como um plano de rotas de evacuação em caso de incêndios, fixação de limites para a ocupação de edifícios, entre outras [Cavaco, 2013].

Em muitos casos, mais que a robustez apresentada pelo edifício como resposta a um dano, a minimização do número de vidas perdidas deveu-se a bons caminhos de fuga. Este facto só vem acrescentar a real existência deste 4º nível de prevenção em estruturas, diferenciando-se das outras

componentes por ser uma medida ativa, pois, ao contrário das outras, esta não depende da intensidade do dano para se mostrar eficaz.

## **2.4. CONCEITO DE ROBUSTEZ**

### **2.4.1. DIFERENTES PERSPETIVAS DE ROBUSTEZ**

Na linha do apresentado neste estudo, o conceito de robustez assumido enquadra-se no terceiro grupo do processo de ocorrência do colapso, que se refere ao comportamento global do sistema (Figura 2.11), assumindo a robustez como a capacidade com que a estrutura tolera os danos, diferenciando-se, todavia, das propostas já existentes por também incorporar os restantes fatores desencadeadores de colapso na robustez de estruturas.

Ao contrário da tolerância, a vulnerabilidade é a capacidade que a estrutura tem de suportar a exposição a um dano específico, ficando enquadrada na segunda barreira do desencadeamento de colapso.

Apesar de tudo, as formas como os vários autores estudaram o desencadeamento de colapsos divergem quanto ao ponto onde enquadram a robustez, e, nesta ótica, foram compiladas as definições de robustez por Cavaco (2013), apresentadas na seguinte lista:

- I. “A capacidade de uma estrutura para resistir a eventos como incêndios, explosões, impactos ou consequência de erros humanos, sem ser danificada de uma forma desproporcional” [CEN, 2003]
- II. “A capacidade que uma estrutura tem para resistir a eventos extremos, sem danos desproporcionais em relação à causa original” [Agarwal et al, 2006]
- III. “... Definida como a insensibilidade de uma estrutura com falha local. É uma propriedade da estrutura por si só e independente das possíveis causas e probabilidades de uma falha local inicial.” [Starossek e Haberland, 2008]
- IV. “... Capacidade do transporte de cargas após a falha de um dos seus membros.” [Wisniewski et al, 2006]
- V. “... Robustez implica a tolerância aos danos de cargas extremas ou cargas acidentais, erros humanos ou deterioração” [Baker et al, 2008]
- VI. “A capacidade de um sistema para manter a sua função com mudanças internas da estrutura ou ambientes extremos.” [Callaway et al, 2000]
- VII. “A capacidade de reagir adequadamente a situações anormais (ou seja, as circunstâncias fora das especificações). Um sistema pode ser correto sem ser robusto.” [Meyer, 1997]
- VIII. “O grau de insensibilidade de um sistema aos efeitos que não são considerados no dimensionamento.” [Slotine et al, 1991]
- IX. “Insensibilidade contra pequenos desvios nos pressupostos.” [Huber, 1996]

Segundo a análise de Cavaco (2013) todas as definições apresentam inúmeras diferenças, mas, na sua génese, enquadram a robustez como uma dependência relativa à causa, evento e dano ou às consequências no desempenho estrutural.



As primeiras duas definições vão claramente ao encontro da segunda etapa da formação de colapso. Os autores assumem a robustez como a resposta à exposição a um evento sem dano desproporcional.

Nas três seguintes frases (III-V) os autores definem robustez como o comportamento apresentado pela estrutura após a ocorrência do dano, valorizando assim a resposta global apresentada pela estrutura.

As restantes definições (VI-IX) enquadram-se na segunda e terceira barreira de ocorrência de colapso, no entanto, a sua definição pouco específica cria ambiguidades não desejáveis na definição do conceito de robustez.

Apesar de igualmente bem baseadas e coerentes, as formas de definir robustez apresentadas por estes autores necessitam de um modelo que as relacione, pois não existem visões erradas, mas apenas a falta de um conceito amplo o suficiente para atender as várias vertentes da robustez, e exato tanto quanto possível para evitar ambiguidades na sua interpretação.

Embora não tão evidente e explícito, a gravidade que a exposição a um evento ou um dano demonstre na estrutura apresenta-se como característica preponderante no julgamento do nível de robustez da estrutura.

Esta forma superficial e inadequada de interpretar a robustez só acontece pela ausência de definição concreta, deixando assim que a consequência defina ao nível de robustez e não a resistência à mesma, daí a abordagem deste trabalho não valorizar a consequência final do dano, mas apenas o esforço que a estrutura demonstra em contrariar o evento ocorrido.

#### 2.4.2. COLAPSO DESPROPORCIONAL E COLAPSO PROGRESSIVO

Um dos fatores que têm contribuído para que a definição de robustez ainda permaneça pouco concisa é a imprecisão nos conceitos de colapso desproporcional e colapso progressivo.

Vários autores já referenciaram este conceito, no entanto a definição mais específica vem de Starossek et al (2010) onde refere que o colapso desproporcional acontece sempre que exista uma evidente desproporção entre o evento inicial potenciador de colapso e a ocorrência real de colapso parcial ou total da estrutura. Por sua vez, o colapso progressivo acontece sempre que a falha de um elemento estrutural desencadear a falha dos restantes membros das estruturas, culminando no colapso global do sistema.

Deste modo, a estrutura pode apresentar um colapso desproporcional sem com isso dizer que o colapso foi progressivo, aplicando-se o mesmo critério em situações contrárias. No entanto, muitas vezes o colapso progressivo condena indiretamente a estrutura a um colapso desproporcional, pois significa que a falha de um só membro foi o causador da falha global do sistema e assim sendo desproporcional às consequências, tendo em conta as causas.

Esta discussão leva a uma clara ambiguidade, pois, observando o caso do World Trade Center, este apresentou um colapso progressivo, mas não é correto dizer que este teve um dano desproporcional à ação, aliás, o seu comportamento foi extremamente positivo, tendo em conta a ação, pois nenhuma estrutura conseguiria apresentar um comportamento aceitável na presença de um impacto de um avião.



O World Trade Center, do ponto de vista estritamente estrutural, pode ser considerado como um caso de uma estrutura exemplar, suportando o dano por aproximadamente 1 hora, desabando só devido ao efeito dos incêndios na sua estrutura metálica. Mas, de um ponto de vista social, este teve consequências de tal ordem que não há como negar que apresentou uma consequência desproporcional ao dano inicial.

De um ponto de vista mais amplo, a falha dos elementos estruturais que culminaram com o desabamento do edifício tiveram implicação sem escala a nível económico, social e político com repercussões até aos dias de hoje.

Esta forma de ver os acontecimentos deixa a pensar na real dimensão da proporcionalidade do dano, pois provavelmente o dano económico, político e social teria sido o mesmo, mesmo que a estrutura não tivesse colapsado após o impacto do avião.

Já no caso do colapso progressivo a sua definição é mais exata pois representa uma situação não dependente das possíveis consequências, mas sim apenas das causas que desencadearam o início do colapso.

#### 2.4.3. CONCEITOS RELACIONADOS COM ROBUSTEZ

A robustez tem por base um conjunto de conceitos entre eles relacionados e aqui retratados para melhor compreender o seguimento dos trabalhos levados a cabo na presente tese. Todavia, devido às diferentes interpretações dos conceitos apresentados, foram tomadas em conta as definições que melhor se enquadram com o trabalho aqui desenvolvido.

- Vulnerabilidade – Suscetibilidade de uma estrutura para uma exposição ambiental. Esta não é estritamente uma característica da estrutura, pois uma mesma estrutura pode estar mais ou menos vulnerável dependendo do perfil da exposição. Um exemplo é uma mesma estrutura de um edifício, quando exposto em ambiente marítimo está muito mais vulnerável à corrosão do que essa mesma estrutura situada num ambiente ausente de agentes agressivos [Cavaco, 2013].
- Tolerância ao dano – Capacidade de uma estrutura para manter um nível adequado de desempenho após ocorrido um dano. Este desempenho é visto como a competência para manter as funções de uso definidas no projeto.
- Colapso progressivo – Situação em que a falha de um ou vários componentes estruturais, devido a um evento inicial, desencadeia a falha sucessiva de componentes adicionais, inicialmente não danificadas pelo evento gerador, levando a uma reação em cadeia que termina no colapso parcial ou total da estrutura.
- Colapso desproporcional - Acontece sempre que existir uma evidente desproporção entre o evento inicial potenciador de colapso e a ocorrência real de colapso parcial ou total da estrutura.
- Flexibilidade - Capacidade da estrutura para sofrer deformações elásticas e reversíveis.
- Ductilidade – Capacidade da estrutura sofrer deformação plásticas com libertação de energia.
- Fiabilidade – probabilidade da estrutura não exceder os níveis de desempenho especificados.

## 2.5. QUANTIFICAÇÃO DA ROBUSTEZ

Tal como demonstrado até agora, a forma de abordar a robustez não reúne uma metodologia única, levando a incongruências na sua quantificação. Nos últimos 30 anos, diversos autores esforçaram-se para que a sua visão do conceito apresentasse bases sólidas para que não restassem divergências na definição do conceito.

As abordagens mais importantes existentes na literatura atual serão aqui expostas, variando até mesmo na forma de quantificar, desde medidas de bases determinísticas, medidas probabilísticas e até medidas tendo como base o risco.

Na figura 2.13 estão representados os principais autores que abordaram o tema com a sua respetiva forma de avaliar robustez.

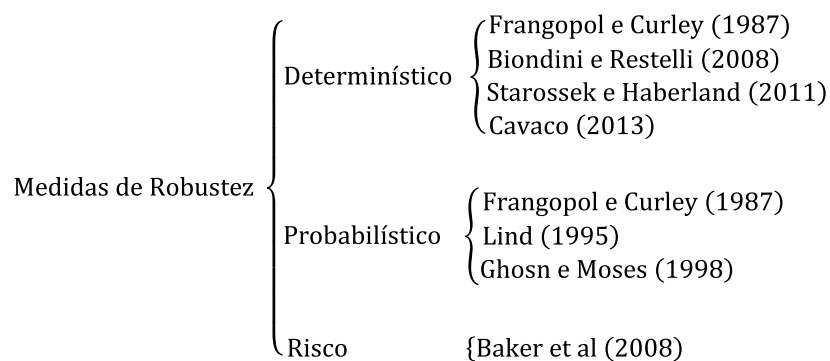


Fig. 2.13 – Propostas de avaliação de robustez (adaptado de Cavaco, 2013)

### 2.5.1. AVALIAÇÃO DETERMINÍSTICA

#### 2.5.1.1. Frangopol e Curley (1987)

No estudo de robustez estrutural levado a cabo por Frangopol e Curley (1987), estes realçaram a redundância como parâmetro representativo da robustez. Na proposta por eles defendida, a estrutura só apresentaria robustez se conseguisse absorver globalmente o dano causado a um elemento estrutural.

Como já foi explicitado na secção 2.4, a redundância apresenta benefícios sempre que a solidarização da globalidade da estrutura contribui para uma redução das consequências do dano.

Vinculados à positividade da redundância estes autores definiram que a robustez pode ser traduzida explicitamente pela redundância  $R$ , através da seguinte expressão:

$$R = \frac{L_{intact}}{L_{intact} - L_{damaged}} \quad (2.4)$$

Em que:

- $L_{intact}$  Representa a carga capaz de atuar quando a estrutura se apresenta intacta
- $L_{damaged}$  Carga possível de atuar depois da estrutura sofrer um dano

Com esta abordagem determinística de robustez levada a cabo por Frangopol e Curley (1987), a robustez apresentaria valor 1 quando a estrutura danificada não tivesse reserva de resistência, e tenderia para infinito quando o dano não causasse qualquer perda de capacidade resistente.

#### 2.5.1.2. Biondini e Restelli (2008)

Segundo Biondini e Restelli (2008), a robustez é associada geralmente a danos que advêm de ações acidentais como explosões e impactos, contudo, casos de danos progressivos também são mencionados, tal qual a degradação dos materiais.

A avaliação da robustez levada a cabo por Biondini e Restelli (2008), baseia-se no cálculo de vários indicadores estruturais de desempenho em situação intacta e em situação danificada, através da seguinte expressão:

$$Rob(\delta) = \frac{f(\delta=0)}{f(\delta)} \quad (2.5)$$

Em que:

$Rob(\delta)$  Medida da robustez

$f(\delta=0)$  Indicador de desempenho estrutural para a estrutura intacta

$f(\delta)$  Indicador de desempenho estrutural para a estrutura danificada

A aplicação desta medida para danos relacionados com deterioração terá de ser avaliada em vários níveis de intensidade do dano, ou deterioração  $\delta$ . Contudo, dependendo do indicador de desempenho escolhido, pode surgir a necessidade de inverter a expressão com o objetivo de compreender o índice entre 0 e 1, respetivamente, para estruturas de robustez nula até robustez máxima.

A figura 2.14 representa uma estrutura em treliça utilizada por Bionlini e Restelli (2008) para demonstrar a aplicabilidade da medida criada. Esta estrutura apresenta um membro danificado por um processo de corrosão, que implica a respetiva perda de secção efetiva. Assim sendo, a quantificação do indicador de desempenho pode ser expressa por  $\delta = t/r \in [0,1]$ .

Os resultados podem ser observados na figura 2.15, onde contempla os indicadores de desempenho tendo por base a variação do ponto de aplicação da carga e o desempenho do sistema, aplicando a corrosão a todas as barras da estrutura, uma de cada vez. Deste modo, observa-se a globalidade da estrutura afetada pelo dano, contudo é nítida a influência maior que o dano do membro 5 teria para a estrutura.

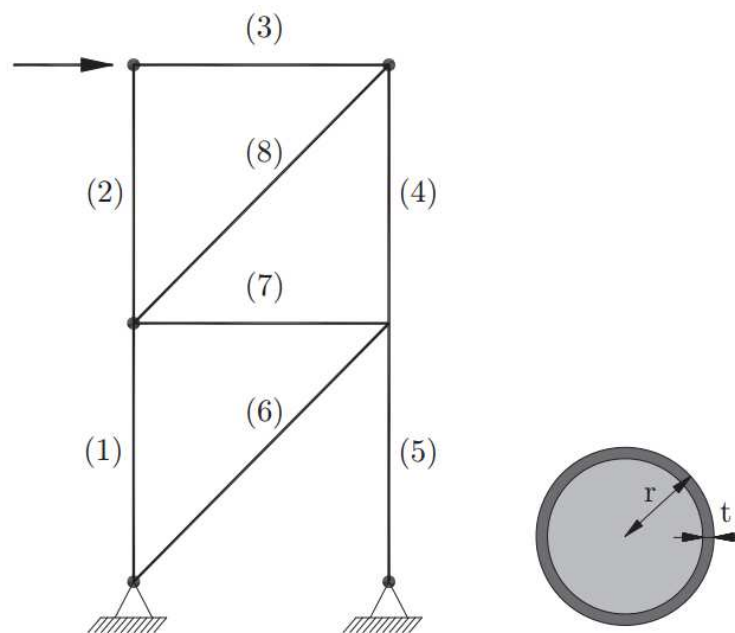


Fig. 2.14 – Estrutura em treliça com um membro danificado (adaptado de Bionlini e Restelli, 2008)

Caso comparada esta forma de avaliar a robustez com a proposta de Frangopol e Curley (1987), observa-se uma semelhança, em específico no caso em que o indicador de desempenho seja a capacidade de carga da estrutura, aí as duas expressões ficariam idênticas, o que só reflete uma aplicabilidade mais ampla da proposta de Biondini e Restelli (2008).

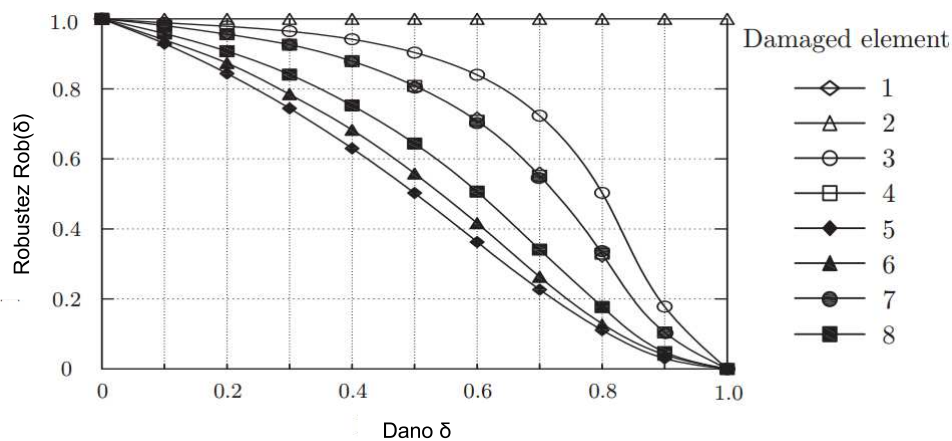


Fig. 2.15 – Resultados da medida de robustez, aplicada a corrosão a todos os membros, uma de cada vez (adaptado de Biondini e Restelli, 2008)

## 2.5.1.3. Starossek e Haberland (2011)

Na forma de avaliar robustez definida por Starossek e Haberland (2011), os autores focaram-se na resistência ao colapso progressivo, pois, no seu entender, esta é a forma de definir o quanto uma estrutura é robusta.

Na quantificação da medida de robustez os autores dividem a forma de avaliar o colapso progressivo em dois tipos, que melhor se adequem ao dano inicial. Esta separação distingue colapso progressivo causado por impacto e o colapso progressivo causado por redistribuição.

No caso de colapso progressivo causado por impacto enquadram-se todos os casos em que a extensão do dano levou o espaço adjacente a danificar-se, culminando no colapso.

Por sua vez, o colapso progressivo devido a redistribuição acontece quando a falha de um elemento não danifica o espaço físico do elemento adjacente, mas incrementa carga neste, devido à redistribuição de esforços. O melhor exemplo disto é uma ponte atirantada, que na falha de um cabo, não implica uma danificação direta da estrutura, mas incrementa esforços nos cabos adjacentes, podendo levar a situações de colapso progressivo.

A primeira forma de avaliar a robustez tem como base a progressão dos danos causados por um dano inicial, e representa-se na seguinte expressão:

$$R_d = 1 - \frac{p}{p_{lim}} \quad (2.6)$$

Em que:

$R_d$	Medidor de robustez baseado no dano
$p$	Grau máximo de danos adicionais causados pelo dano inicial $i$
$p_{lim}$	Grau de progressão de dano aceitável

Esta formulação representa o primeiro tipo de colapso progressivo, atendendo aos casos de impactos. O melhor exemplo para aplicação deste modelo é o Ronan Point, onde o dano inicial pode ser definido como a incapacidade das paredes exteriores.

Se, por exemplo, o objetivo fosse limitar o dano ocorrido apenas no piso do acontecimento, impedindo assim uma propagação aos pisos de cima, esta estrutura apresentaria uma robustez nula. Starossek e Haberland (2011) sugerem a utilização de massas, volumes ou até mesmo custos, como medidas de fixação dos limites do dano.

Deste modo, quando a medida da robustez atinge valor 1, significa que não aconteceu propagação do dano, e, por isso, a estrutura apresenta robustez máxima. Por outro lado, se o valor de robustez for zero, a estrutura apresenta uma progressão de danos, desencadeando um mecanismo de colapso.

A segunda forma de quantificar a robustez parte da independência desta do dano inicial, isto é aceitável na medida em que o  $p_{lim}$  estaria dependente da magnitude do dano inicial, não sendo exatamente correto quando a falha de um elemento resulta de uma redistribuição, não necessitando obrigatoriamente de apresentar grande intensidade inicial de dano. Desta forma, a segunda quantificação de robustez apresenta a seguinte configuração:

$$R_{d,int} = 1 - 2 \int_0^1 [d(i) - i] di \quad (2.7)$$

Em que

- $R_{d,int}$  Medida de robustez tendo por base a integração do dano  
 $d(i)$  Valor máximo de dano total incluindo o dano inicial  $i$

Esta quantificação pode ser observada na figura 2.16, onde se aplica o método a três estruturas, A, B e C. No eixo horizontal e vertical estão representados os danos iniciais e totais respetivamente, e para uma melhor demonstração dos resultados, estes são apresentados na sua forma normalizada.

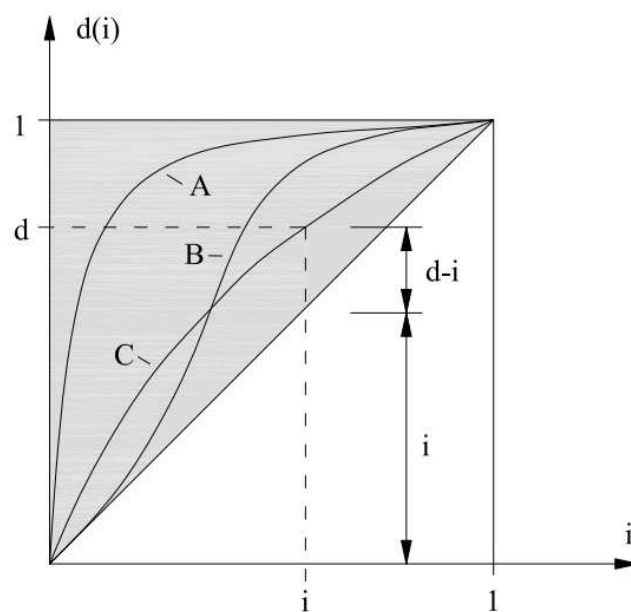


Fig. 2.16 – Segunda medida de robustez tendo por base o dano (adaptado Starossek e Haberland, 2011)

Nestes moldes, a linha de 45 graus apresenta-se como o caso de robustez igual a 1, e, por sua vez, a estrutura que se apresenta com uma configuração geométrica da sua linha de robutez mais próxima da linha de referência representa a estrutura mais robusta.

Por outras palavras, quando uma estrutura se apresenta com uma linha a 45 graus, apenas aconteceu o dano inicial, não existindo assim propagação do mesmo.

Das estruturas apresentadas, aquela que apresenta menor robustez, segundo o representado na figura 2.16, é a estrutura A, pois a sua curva está mais afastada da linha de referência que as restantes estruturas. Por sua vez, as estruturas B e C, apesar de possuírem curvas diferentes, o integral das suas curvas apresentam o mesmo valor, o que significa que apresentam o mesmo valor de robustez.

## 2.5.1.4. Cavaco (2013)

A abordagem da avaliação de robustez proposta por Cavaco (2013) parte do princípio que a robustez representa a tolerância ao dano, não dependendo assim da resposta a este. O estudo desenvolvido focou-se nos danos de ocorrência mais prováveis, com impactos não tão elevados, como o caso de envelhecimento da estrutura. A expressão definida está dependente do indicador de desempenho escolhido  $f(D)$ , podendo variar a complexidade do índice em função do grau de complexidade do indicador escolhido. A expressão apresenta a seguinte forma:

$$R = \int_{D=0}^{D=1} f(x) dx \quad (2.8)$$

Esta forma de apresentação dos resultados possui uma variação entre 0 e 1, representando o caso de robustez nula e máxima, respetivamente.

Como este índice implica uma continuidade da ação danosa, pode ser exprimido por uma curva normalizada representativa da robustez.

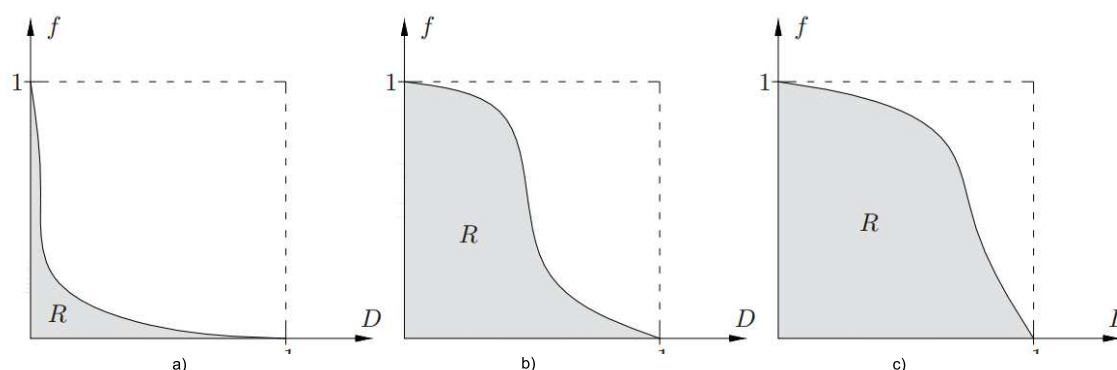


Fig. 2.17 – Curva normalizada de robustez (adaptado de Cavaco, 2013)

Na figura 2.17 pode-se observar a aplicação do índice de robustez a três estruturas distintas, em que o caso a) remete para o caso de menor robustez e o caso c) para o caso de maior robustez. Os casos de robustez intermédia são representativos de uma curva semelhante à b), correspondendo a uma estrutura que apresenta um comportamento proporcional ao dano sofrido.

Esta forma determinística de definir robustez pode facilmente ser representado de uma forma probabilística, para casos em que o indicador de desempenho escolhido se baseie numa probabilidade, por exemplo, a probabilidade de colapso de uma estrutura sujeita a um dano  $P(D|C)$ .

Esta avaliação da robustez estrutural não possui uma solidez normativa, pois uma estrutura pode não estar de acordo com os códigos aplicáveis e mesmo assim ser considerada robusta. Isto acontece por este índice apenas comparar a resposta da estrutura na presença do dano. Contudo, apresenta bastante interesse quando o objetivo é comparar estruturas para um mesmo dano, facto de enorme importância na gestão de estruturas.

## 2.5.2. AVALIAÇÃO PROBABILÍSTICA

## 2.5.2.1. Frangopol e Curley (1987)

Frangopol e Curley (1987) definiram também um índice de redundância de base probabilística, utilizando os parâmetros que influenciam a segurança da estrutura danificada, expressos na seguinte equação:

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} \quad (2.9)$$

Em que:

$\beta_{intact}$  Índice de fiabilidade do sistema intacto  
 $\beta_{damaged}$  Índice de fiabilidade do sistema danificado

Desta forma, a estrutura tenderá para robustez máxima quando o índice probabilístico de redundância tender para infinito, e a robustez nula quando este índice se igualar a 1.

## 2.5.2.2. Lind (1995)

Lind (1995) propõe uma forma de quantificar, tanto a vulnerabilidade como a tolerância aos danos de um sistema. Na sua definição a forma de calcular vulnerabilidade apresenta a seguinte expressão:

$$V = \frac{P(r_0, S)}{P(r_d, S)} \quad (2.10)$$

Em que:

$R_d$  Resistência do sistema em condições danificadas

$R_0$  Resistência do sistema em condições intactas

$P(R, S)$  Probabilidade de falha do sistema em função tanto da carga como da resistência.

O valor da vulnerabilidade  $V$ , terá valor nulo quando o impacto do dano é nulo, ou infinito quando o impacto na estrutura é grande. Por sua vez, a tolerância  $T_d$  pode ser definida como o intervalo da vulnerabilidade, representado na seguinte expressão:

$$T_d = \frac{P(r_d, S)}{P(r_0, S)} \quad (2.11)$$

A forma de definir tolerância apresentada por Lind (1995) difere da forma de definir este conceito apresentado pelos demais autores. Nesta ótica, a tolerância e vulnerabilidade são características complementares e intrínsecas da robustez. No entanto, a forma de definir tolerância ao dano pode ser comparada com o método probabilístico definido por Frangopol e Curley (1987) para caracterização de redundância, rescrevendo-se assim as expressões:



$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} = \frac{-\varphi^{-1}(P(C))}{-\varphi^{-1}(P(C)) + -\varphi^{-1}(P(C|D))} \quad (2.12)$$

$$T_d = \frac{P(r_d, S)}{P(r_0, S)} = \frac{1 - P(C)}{1 - P(C|D)} \quad (2.13)$$

Como pode ser observado, as definições baseiam-se na segurança do sistema intacto e do sistema danificado. No caso em que a probabilidade de falha é igual à probabilidade da estrutura se apresentar intacta, isto é  $P(C)=P(C|D)$  a estrutura apresenta-se como robusta.

Desta forma, as estruturas que forem consideradas como robustas nas propostas de Frangopol e Curley(1987) e Lind(1995), poderão ser consideradas ao mesmo tempo como inseguras, caso a probabilidade de falha da estrutura intacta apresente valores superiores aos fixados pelas normas.

#### 2.5.2.3. Ghosn e Moses (1998)

Os estudos desenvolvidos por Ghosn e Moses (1998) basearam-se no estudo de pontes, definindo a redundância como a capacidade de transporte da carga no caso da falha de um elemento. Na sua proposta, avaliaram uma estrutura de ponte completa que compreendia os seguintes conceitos:

- I. Existe um nível de segurança na falha de um primeiro elemento.
- II. São limitadas as deformações em condições de tráfego em serviço.
- III. A capacidade do sistema final não é alcançado sob condições de carga extrema.
- IV. Existe resistência significativa após o dano ou perda de um membro, para o transporte da carga principal.

Deste modo, os seguintes estados limites devem ser verificados com garantia de segurança adequada no sistema:

- I. Falha de um membro no estado limite: Avaliação tradicional de segurança do membro individual. O correspondente nível de segurança pode ser definido pelo índice  $\beta_{member}$  de confiabilidade.
- II. Estado limite de serviço: limitação do deslocamento máximo, representando o comportamento não linear da ponte, definido pelo valor de  $\beta_{serv}$ .
- III. Estado limite último: avaliação da capacidade da ponte contra a formação de um mecanismo de colapso, que corresponde ao valor de  $\beta_{ult}$ .
- IV. Condição de estado limite de dano: Avaliação da segurança estrutural da ponte, após a remoção de uma carga principal e transportada para outros membros da estrutura. O valor de  $\beta_{damaged}$  após o dano pode ser definido como a diferença dos valores dos índices de fiabilidade do sistema com os índices de fiabilidade de cada elemento.

Para garantir a segurança da ponte, os índices de fiabilidade obtidos deverão ser maiores que os valores de referência, e, por sua vez, a segurança dos elementos estruturais tem também de ser assegurada, definindo-se a segurança da seguinte forma:

$$\beta_{ult} = \Delta\beta_{ult} + \beta_{member} \geq \Delta\beta_{ult}^{target} + \beta_{member}^{target} = \beta_{ult}^{target} \quad (2.14)$$

$$\beta_{serv} = \Delta\beta_{serv} + \beta_{member} \geq \Delta\beta_{serv}^{target} + \beta_{member}^{target} = \beta_{serv}^{target} \quad (2.15)$$

$$\beta_{damaged} = \Delta\beta_{damaged} + \beta_{member} \geq \Delta\beta_{damaged}^{target} + \beta_{member}^{target} = \beta_{damaged}^{target} \quad (2.16)$$

Os autores propuseram valores do sistema de referência para os índices de fiabilidade referentes a pontes rodoviárias. Para a super-estrutura de uma ponte os objetivos a cumprir são:

$$\beta_{ult} = \Delta\beta_{ult} + \beta_{member} \geq 0.85 \quad (2.17)$$

$$\beta_{serv} = \Delta\beta_{serv} + \beta_{member} \geq 0.25 \quad (2.18)$$

$$\beta_{damaged} = \Delta\beta_{damaged} + \beta_{member} \geq -2.70 \quad (2.19)$$

Estes índices de segurança de referência foram definidos baseado nas típicas pontes rodoviárias que apresentam uma capacidade de redundância adequada. Mais tarde, Liu et al (2001) propôs valores de referência para a sub-estrutura tendo por base a mesma tipologia de pontes:

$$\beta_{ult} = \Delta\beta_{ult} + \beta_{member} \geq 0.50 \quad (2.20)$$

$$\beta_{serv} = \Delta\beta_{serv} + \beta_{member} \geq 0.50 \quad (2.21)$$

$$\beta_{damaged} = \Delta\beta_{damaged} + \beta_{member} \geq -2.00 \quad (2.22)$$

Ghosn e Moses (1998) comparam a segurança global da estrutura a danos com a segurança de cada membro individual, e não do conjunto do sistema. Esta forma de ver enquadra-se nos moldes atuais, onde a verificação de segurança é efetuada membro a membro.

### 2.5.3. AVALIAÇÃO DE RISCO

#### 2.5.3.1. Baker et al (2008)

A forma de avaliar robustez definida por Baker et al (2008) distingue-se das demais apresentadas e baseia-se no risco, tendo por base o risco direto associado as consequências diretas e indiretas. Riscos indiretos também são retratados podendo ser interpretados como o risco resultante de consequências desproporcionais às causas do dano.

Desta forma, o risco direto  $R_{dir}$  e o risco indireto  $R_{ind}$  podem ser calculados pelas seguintes expressões:

$$R_{Dit} = P(E) \times P(D|E) \times P(C|D) \times C_{Dir} \quad (2.23)$$

$$R_{Ind} = P(E) \times P(D|E) \times P(C|D) \times C_{Ind} \quad (2.24)$$

Em que:

$C_{dir}$  e  $C_{ind}$  Consequências diretas e indiretas, respetivamente

$P(E)$  Probabilidade de ocorrer um evento suscetível de causar dano à estrutura

$P(D|E)$  Probabilidade da estrutura sofrer um dano condicionado pela exposição  $E$

$P(C|D)$  Probabilidade de colapso condicionado pelo dano  $D$

Para os casos de múltiplos riscos e condições de exposição a danos diferentes, as expressões anteriores podem reescrever-se da seguinte forma:

$$R_{Dir} = \iint C_{Dir} f_{D|E}(y|x) f_E(x) dy dx \quad (2.25)$$

$$R_{Ind} = \iint C_{Ind} P(C|D = y) f_{D|E}(y|x) f_E(x) dy dx \quad (2.26)$$

Em que:

$f(D|E)$  Representa a probabilidade do dano condicionado por uma determinada exposição

$f(E)$  Representa a função da probabilidade da exposição

$P(C|D=y)$  Probabilidade de falha a um certo dano

O índice de robustez  $I_{Rob}$ , expresso por Baker et al (2008), representa a diferença entre risco direto e risco indireto, definido pela seguinte expressão:

$$I_{Rob} = \frac{R_{Dir}}{R_{Dir} + R_{Ind}} \quad (2.27)$$

Nestes parâmetros, o índice apresenta para valor de 1 o caso de uma estrutura muito robusta, com a ausência de risco indireto, e valor zero quando o risco direto é insignificante em relação aos riscos indiretos.

Esta forma de contabilizar a robustez depende das consequências diretas e indiretas, o que significa que depende da exposição e do ambiente económico e social no qual a estrutura está enquadrada. No caso de uma mesma estrutura em locais diferentes, o índice tomará valores diferentes.

## 2.5. CONCEITOS ADOTADOS

Com a base no conhecimento existente na literatura atual, é notória a diferença de argumentos para a definição dos mesmos conceitos desencadeadores de colapso (colapso desproporcional, colapso progressivo, etc.). Todavia, o processo de desencadeamento de colapso é baseado nos três grandes grupos apresentados na secção 2.3, exposição, dano e falha, complementados por um quarto fator de enorme preponderância em muitos dos conceitos aqui apresentados, as consequências.

Criando uma analogia entre o papel do engenheiro estrutural nos fatores que envolvem o colapso, pode ser representado como uma sequência de pêndulos (Figura 2.18) ao qual se inicia o movimento de um deles.



Fig. 2.18 – Sequência de pêndulos

Tal como acontece nas estruturas sujeitas a ações acidentais, o impacto inicial (primeiro pêndulo) e a consequência final (último pêndulo) foge do domínio do controle humano, após o desencadear do evento. Comparando o pêndulo inicial, em início de movimento, com a exposição de uma estrutura a um evento perigoso, e o último pêndulo da cadeia, com as consequências decorrentes dos danos, entende-se que o papel do engenheiro estrutural baseia-se em minimizar o impacto sofrido, bem como as consequências inerentes a esse impacto (pêndulos centrais).

Esta ideia de diferenciação entre as áreas do colapso que um engenheiro estrutural pode intervir iniciou-se por Starossek e Hamberland (2011), e tornou-se mais vinculada por Cavaco (2013), onde estes autores defendem que a exposição não poderia ser considerada como característica estrutural, e, por isso, a robustez de uma estrutura não poderia depender da exposição.

Contudo, a visão do fenómeno empregue nesta tese não é tão unitária, pois se é correto dizer que uma mesma estrutura localizada em cenários exteriores diferentes, apresenta exposições a danos diferentes, essa mesma estrutura, com pequenas alterações não perceptíveis visualmente, tornam a estrutura com mais condições de responder satisfatoriamente em caso de ocorrência de dano. Estas pequenas mudanças podem consistir num aumento da espessura de recobrimento das armaduras, precavendo a exposição à corrosão, ou até mesmo um reforço de armadura nas zonas de ligações entre os elementos, bem como uma estratégia mais refinada na distribuição dos elementos estruturais em planta, deixando a estrutura menos exposta a torção ou deslocamento.

Estas são algumas medidas no controle da exposição que pertencem ao domínio de um engenheiro estrutural. Relativamente às consequências após o dano, a única ferramenta que o engenheiro dispõe é a garantia que os requisitos mínimos regulamentares no dimensionamento foram excedidos o melhor possível, reduzindo assim as consequências sociais e políticas, ao contrário do que aconteceu em Ronan Point, onde o impacto na comunidade foi de magnitude maior, comparativamente com o impacto económico e físico da reparação da estrutura.

Passando da análise global do colapso para uma análise dos parâmetros representativos de robustez adotados neste trabalho, o primeiro ponto a referir é a visão sobre redundância. Apesar das divergências existentes sobre o benefício da redundância no desencadeamento do colapso, referida por Starossek (2011) e por Cavaco (2013), devido a casos em que, por solidarizar a globalidade da

estrutura a responder a um dano, esta teve consequências piores do que o esperado, a abordagem empregue neste trabalho vai de encontro ao benefício inequívoco da redundância.

O que desencadeou o colapso nos casos referidos por Cavaco (2013) não foi a redundância, mas a incapacidade da estrutura para responder a esta. Por outras palavras, não foi a capacidade de transportar a carga que esteve em falta, mas sim a capacidade de suportar a carga distribuída pelos restantes elementos, considerando a falha do elemento danificado.

No entanto, ao contrário do defendido por Frangopol e Curley (1987), a redundância não é o fator preponderante de robustez, mas sim um de vários, pois tal como argumentado por Biondini e Restelli (2008), a robustez é uma quantificação de indicadores de desempenho estrutural, tendo como objetivo final a melhor resposta no caso de uma ação anormal.

A forma de caracterizar robustez que mais se aproxima dos padrões defendidos neste trabalho é apresentado por Baker et al (2008), mas apenas na sua génese, que defende que a robustez é o conjunto das grandezas exposição, dano, falha e consequência, tal como definido na seção 2.3. Contudo, a análise com base probabilística, apesar de correta, não é presentemente de aplicabilidade prática, dificultando o seu uso quando o objetivo é aferir e quantificar a robustez na generalidade das estruturas.

Tendo por base a forma ampla como pode ser abordada a robustez, e sabendo que a melhor forma até ao momento de assegurar uma resposta positiva a um dano é o melhor cumprimento dos regulamentos aplicados, este trabalho propõe a usar o desempenho desses mesmos fatores para caracterizar a robustez estrutural.

Apesar dos casos que impulsionaram o estudo da robustez estrutural recaírem em acidentes de grande mediatismo, com grande número de perda de vidas humanas, devido a catástrofes naturais ou a erros humanos grosseiros, estes acontecem felizmente muito raramente. Isto acontece, não porque existem poucas ocasiões durante a vida útil da estrutura para ser danificada, mas sim porque as ações anormais mais comuns conseguem ser muitas vezes respondidas pelas estruturas devido às margens de segurança que estas recebem no dimensionamento através do cumprimento das normas impostas.

A robustez de uma estrutura assenta em todos os fatores que contrariam o aparecimento do dano e que minimizam os impactos negativos na eventualidade do dano acontecer.

# 3

## PROPOSTA DE AVALIAÇÃO DA ROBUSTEZ ESTRUTURAL

### 3.1. INTRODUÇÃO

Como observado anteriormente, a forma de definir robustez estrutural não é exata dando origem a opiniões divergentes quando se pretende caracterizar esta grandeza. As abordagens utilizadas até agora para medir a robustez dividiam-se entre propostas determinísticas [Frangopol and Curley,1987] [Biondini and Resteli,2008] [Starossek and Hamberland,2008] [Cavaco,2013], probabilísticas [Frangopol and Curley,1987] [Lind,1995] [Goshn and Moses,1998] [Cavaco,2013] e risco [Barker et al,2008]. Apesar das bases que as fundamentam e da profundidade do estudo sobre elas, apresentam uma complexidade tal que torna difícil a aplicabilidade corrente.

Independentemente da abordagem que cada autor aplica na forma de quantificar a robustez estrutural existem pontos comuns na sua definição:

- Robustez é a capacidade resistente da estrutura para ações anormais.
- Existe uma grande quantidade de danos que podem ocorrer a uma estrutura.
- É difícil prever com exatidão o comportamento de uma estrutura depois do dano.
- É difícil definir uma forma exata de quantificar a robustez, aplicável aos vários danos possíveis de ocorrer.

Partindo deste princípio, a proposta aqui apresentada tem como objetivo definir uma forma prática e acessível de avaliar a robustez estrutural abrangendo, tanto quanto possível, as diferentes formas de dano que uma estrutura está sujeita, através da melhoria do desempenho da estrutura no cumprimento das normas em vigor.

Uma outra forma de observar esta proposta é com a materialização, através de parâmetros calculáveis, dos conceitos propostos pelo The Institution of Structural Engineers [ISE, 2010], onde enumeram as

várias vertentes da definição de robustez estrutural e um conjunto de boas práticas a adotar pelos projetistas para melhorar o desempenho e a segurança das estruturas.

A ideia de base não é quantificar o dano nem a forma como a estrutura reagiria ao dano, mas sim o quanto preparada está a estrutura para a eventualidade da sua ocorrência, tentando abranger as várias naturezas de danos possíveis de ocorrer.

### **3.2. BASES DO CONCEITO PROPOSTO**

Existe um conjunto de termos caracterizadores da robustez enunciados por vários autores [Frangopol and Curley,1987] [Starossek and Hamberland,2008] [Cavaco,2013] como colapso progressivo, resistência de colapso, vulnerabilidade, tolerância ao dano, ductilidade, redundância e flexibilidade que englobam as várias naturezas de resposta de uma estrutura na presença de um dano. No entanto estas grandezas são de difícil quantificação o que torna sempre limitada a forma de interpretar os índices de robustez propostos, pois estes apenas se focam no estudo individual de cada dano.

Na proposta de avaliação de robustez aqui apresentada tentar-se-á abranger diferentes aspetos da robustez, dividindo-os em 5 parâmetros, a fim de os contabilizar para culminar num espectro de robustez que demonstre o real desempenho duma estrutura nas diferentes vertentes.

A forma de calcular cada parâmetro tende a ser a mais simplificada possível a fim de se tornar uma ferramenta útil e acessível de aplicar pelo projetista, sem descuidar as várias vertentes que a cada parâmetro diz respeito.

#### **3.2.1. REDUNDÂNCIA**

Quando a falha de um qualquer suporte de carga falha levando ao colapso os restantes elementos do sistema estrutural, como é o caso das estruturas isostáticas, pode-se dizer que a estrutura não apresenta qualquer redundância [ISE,2010].

A redundância pressupõe a existência de um caminho alternativo de cargas. Um exemplo de uma estrutura sem redundância é uma cadeia sob tensão (figura 3.1), na falha de uma ligação deixa de existir a transferência da carga de um lado para o outro levando ao colapso do sistema, este exemplo é conhecido como um sistema em série [ISE,2010].

Por outro lado, em sistemas paralelos os membros são interligados e no caso de falha de um existirá uma redistribuição de carga para os outros membros. Um exemplo que caracteriza bem um sistema em paralelo é um navio ancorado por 4 cabos (figura 3.2), em que a falha de um cabo apenas significa a transição da carga para os restantes cabos, deste modo percebe-se que redundância é a existência de caminhos de carga alternativos [ISE,2010].

Em termos de engenharia de estruturas, redundância significa que a estrutura possui mais caminhos de carga do que aqueles que ela necessita estritamente [ISE,2010].

Em todas as abordagens de robustez existe um segundo nível de redundância que pode ser explorado, caracterizado pela margem que os elementos são capazes de apresentar entre o comportamento resistente real do material e o esperado inicialmente [ISE,2010].



Fig.3.1 – Sistema em série



Fig.3.2 – Sistema em paralelo

Os casos mais correntes de falha de elementos estruturais ocorrem na presença de ações da natureza com grande potencial destrutivo, acidentes provocados pelo ser humano como impactos de automóveis a elementos estruturais e até mesmo situações de falha no dimensionamento ou diferença do esperado em projeto com o comportamento real. Tendo como principal exemplo a falha do solo de fundação na base de uma sapata, que caso atinja valores significativos de assentamentos propicia um desligar do funcionamento global da estrutura por parte de pilares.

Baseada na definição de redundância descrita por vários autores e atendendo ao fenómeno de falha, total ou parcial, de elementos estruturais foi desenvolvido um processo para quantificar o desempenho da estrutura para situações extremas.

Neste primeiro critério definiu-se, como no caso de falta de redundância, aquele que implicaria que a estrutura na presença de uma falha de algum elemento não consegue suportar o uso em serviço mais corrente, isto é a combinação quase permanente de ações.

Deste modo deverá ser feita uma análise plástica em estados últimos para determinar nas secções críticas qual o momento possível de atuar e consequentemente com uma análise estrutural, qual a carga possível de atuar sobre a estrutura.

A forma como contabilizar o parâmetro redundância proposto neste capítulo apresenta a seguinte configuração.

$$I_R = \begin{cases} \frac{R_f}{E_{qp}} & ; R_f > E_{qp} \\ 1 & ; R_f \leq E_{qp} \end{cases} \quad (3.1)$$

Em que:

$R_f$  Representa a carga capaz de ser suportada pela estrutura depois da ocorrência da falha do elemento estrutural

$E_{qp}$  Representa a carga para a combinação quase permanente de ações.

Os coeficientes de segurança impostos pelos códigos não conseguem conferir à estrutura ferramentas para suportar tais danos, daí este coeficiente ir de encontro à possibilidade de desempenho da estrutura para situações extremas.



### 3.2.2. PERFORMANCE

Uma estrutura robusta não deve ter uma rotura desproporcional em relação aos danos ocorridos, tem de garantir o bom desempenho em serviço para variações de carga que não condicionam a estabilidade global da estrutura, permitindo a exposição a situações de condições de uso não adequadas.

Ao nível do uso, a estrutura é dimensionada para que respeite valores limites tanto de abertura de fendas como deformação para uma combinação de cargas quase permanente, pois esta utilização é aquela que se observa na maioria do tempo da vida útil da estrutura.

No entanto uma estrutura será tanto mais robusta, quanto melhor cumprir esses limites regulamentares, e desse modo o parâmetro aqui proposto vai ao encontro de aferir se esse mesmo cumprimento de valores regulamentares acontece para um tipo de utilização não tão frequente, no caso específico, quando a estrutura se encontra sujeita a uma combinação característica de cargas, que probabilisticamente tem menores chances de ocorrer que a combinação quase permanente.

Aliás, a combinação característica de ações é a combinação mais gravosa ao nível da utilização da estrutura, garantindo que os limites regulamentares impostos para a combinação quase permanente observam-se igualmente para qualquer tipo de combinação de ações de utilização da estrutura, ficando assegurado que a estrutura não apresenta fragilidades nem falta de robustez para diferentes níveis de utilização.

Esta quantificação tem por base os dois fatores de maior preponderância no uso de uma estrutura, como a abertura de fendas e a deformação, dando a este parâmetro o seguinte aspeto:

$$I_P = I_{Fend} \times I_{Def} \quad (3.2)$$

Em que:

- $I_{Fend}$  Representa o coeficiente de abertura de fendas
- $I_{Def}$  Representa o coeficiente de deformação da estrutura

Este parâmetro de performance é criado para atestar o quanto conservativo foi o dimensionamento da estrutura para estados de utilização, atendendo à possibilidade de tipos de usos não tão comuns na vida útil da estrutura.

#### 3.2.2.1. Fendilhação

Numa estrutura o processo de abertura de fendas apresenta-se como extremamente potencializador de danos futuros por facilitar a exposição de agentes agressivos para as armaduras e é irreversível já que depois de abertas as fendas tornar-se-ão um ponto mais debilitado a nível resistente do betão.

Para precaver esta abertura em estados de utilização da estrutura o EC2 impõe valores limite de abertura de fendas em função da classe de exposição da estrutura apresentado no Quadro 3.1.

Quadro 3.1. – Valores limite para abertura de fendas (retirado do EC2)

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
<b>NOTA 1:</b> Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido. <b>NOTA 2:</b> Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.		

Para efeito de contabilização do parâmetro aqui proposto, o valor limite definido pelo EC2 designar-se-á de  $w_0$  servindo como base para contabilizar a abertura de fendas calculada para a combinação característica de acções.

Para quantificar a abertura de fendas o critério utilizado será o cálculo explícito da abertura de fendas definido no EC2, baseado na distância máxima entre fendas e nas extensões do betão e da armadura apresentando a seguinte configuração.

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.3)$$

Em que:

$s_{r,max}$  Representa a distância máxima entre fendas  
 $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  Representa a extensão do aço e do betão respetivamente

A forma de calcular  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  é definida na seguinte expressão.

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_{s2} - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 - \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.4)$$

Em que:

$\sigma_{s2}$  Tensão na armadura de tração admitindo secção fendilhada  
 $\alpha_e$  Relação  $E_s/E_{cm}$   
 $\rho_{p,eff}$   $(A_s + \xi_1^2 A'_p)/A_{c,eff}$   
 $A_{c,eff}$  Área efetiva de betão tracionado que envolve as armaduras  
 $K_t$  Coeficiente função da duração do carregamento  
 $K_t=0.6$ , para ações de curta duração  
 $K_t=0.4$  para ações de longa duração

A forma de calcular a distância máxima entre fendas na superfície de betão define-se na seguinte expressão.

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad (3.5)$$

Em que:

- $\phi$  Diâmetro dos varões. No caso de existirem varões de diâmetros diferentes na secção deverá utilizar-se um diâmetro equivalente  $\phi_{eq}$ .

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (3.6)$$

C Recobrimento das armaduras longitudinais

$K_1$  Coeficiente que tem em conta a capacidade aderente das armaduras aderentes.

= 0.8 para varões de alta aderência

= 1.6 para varões de superfície efetivamente lisa

$K_2$  Coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões

= 0.5 para a flexão

= 1 para a tração simples

$K_3$  e  $K_4$  Em território nacional 3.4 e 0.425, respetivamente

Tendo contabilizada a abertura de fendas através do modelo de cálculo definido no EC2, procede-se ao cálculo do coeficiente de fendilhação,  $I_{Fend}$ , através da seguinte expressão:

$$I_{Fend} = \begin{cases} \frac{w_0}{w_k} & ; w_k > w_0 \\ 1 & ; w_k \leq w_0 \end{cases} \quad (3.7)$$

Em que:

$w_0$  Representa a abertura de fendas limite para a combinação quase permanente de ações (Quadro 3.1.)

$w_k$  Representa a abertura de fendas para a combinação característica de ações

Desta forma fica claro a proximidade que a estrutura apresenta para os valores limites de fendilhação, podendo acontecer que em casos de estruturas dimensionadas de forma excessivamente conservativa apresentem para casos de carga mais elevada (combinação característica) valores ainda inferiores aos limites. Devido a essa possibilidade de ocorrência o valor limite deste coeficiente é 1.

### 3.2.2.2. Deformação

A inclusão da deformação para contabilização da robustez tem como principal objetivo evitar danos futuros existentes em estruturas que apresentem facilidade elevada de deformar.

Os principais problemas da deformação residem nos danos que esta causa em elementos não estruturais, como fachadas em alvenaria, bem como o incremento de carga no caso de coberturas planas, não esquecendo a componente estética, que fica afetada.

Para evitar estes problemas, o EC2 fixa a deformação limite em função do vão em  $L/250$ , com a particularidade de restringir-se a  $L/500$  caso a deformação após a construção coloque em causa elementos não estruturais, como paredes divisórias, e, obviamente, terá de ser determinado previamente qual o caso mais condicionante. Esta diferenciação deve-se ao facto de que quando se levanta as paredes nos edifícios, já está instalada a deformação, devido ao peso próprio da estrutura, que se traduz numa carga menor a deformar os elementos estruturais e não estruturais.

Seguindo esta ótica e baseado nos pressupostos do parâmetro de performance aqui proposto, a forma de calcular o coeficiente de deformação terá como  $\alpha_0$  a deformação limite para a combinação quase permanente de ações.

Este valor de base será comparado com o valor da deformação do elemento estrutural, sujeito à combinação de cargas características, calculado através do método simplificado proposto pelo EC2, traduzido na seguinte expressão:

$$\alpha = \zeta \alpha_2 + (1 - \zeta) \alpha_1 \quad (3.8)$$

Em que:

- $\alpha$  Parâmetro de deformação considerado, que pode ser uma extensão, uma curvatura ou uma rotação
- $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  Valor do parâmetro calculado, respetivamente para secção não fendilhada e para secção totalmente fendilhada.
- $\zeta$  Coeficiente de distribuição (que tem em conta a contribuição do betão tracionado entre fendas) obtido pela expressão:

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (3.9)$$

- $\beta$  Coeficiente que tem em conta a influência na extensão media da duração do carregamento ou da repetição do carregamento.  
 =1, para um único carregamento de curta duração  
 =0.5, para um carregamento de longa duração ou para repetidos carregamentos
- $\sigma_s$  Tensão nas armaduras de tração, calculada na hipótese de secção fendilhada
- $\sigma_{sr}$  Tensão nas armaduras de tração, calculada na hipótese de secção fendilhada sujeita às condições de carregamento que provocam o início da fendilhação.

No entanto, terá de ser tida em conta a influência da fluência na forma como o betão contraria a deformação, através da seguinte expressão:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (3.10)$$

Em que:

- $E_{cm}$  Módulo de elasticidade secante do betão

$\varphi(\infty, t_0)$  Coeficiente de fluência

A forma de calcular a flecha máxima está representada na expressão 3.11, e baseia-se na aplicação do teorema dos trabalhos virtuais.

$$a \approx \sum_i \left( \frac{1}{r_m} \right)_i \cdot M_i \cdot \Delta x_i \quad (3.11)$$

Em que:

- $M_i$  Momento correspondente à aplicação do teorema dos trabalhos virtuais
- $\Delta x_i$  Intervalo equivalente aos momentos considerados
- $\left( \frac{1}{r_m} \right)$  Curvatura nominal da viga, baseada na expressão 3.12

$$\left( \frac{1}{r} \right) = \frac{M_K}{E_{c,eff} \cdot I} \quad (3.12)$$

- $M_K$  Momento equivalente à combinação característica de ações
- $I$  Inércia do elemento para a condição intacta e totalmente fendilhado

A forma simplificada de contabilizar a deformação definida pelo EC2, basea-se numa ponderação entre a deformação observada quando elemento se encontra totalmente fendilhado e em condição intacta, através do coeficiente de ponderação representado na expressão 3.9. Para isso é necessário obter os dados da inércia do elemento em tais cenários.

Determinado o valor da deformação, esta será correlacionada com a deformação de base através da seguinte expressão.

$$I_{Def} = \begin{cases} \frac{a_0}{a} & ; a > a_0 \\ 1 & ; a \leq a_0 \end{cases} \quad (3.13)$$

Em que:

- $a$  Representa a deformação do elemento para a combinação de cargas característica.
- $a_0$  Valor limite da deformação do elemento para uma combinação de cargas quase permanente.

Esta forma de contabilizar deformações dá uma ideia do desempenho que a estrutura terá em serviço para ações não tão comuns. Para casos de estruturas que sejam insensíveis a deformações excessivas, devido ao aumento de cargas, podem ser atingidos valores superiores a 1 neste coeficiente, daí a limitação desta grandeza ao valor de 1.

### 3.2.3. DURABILIDADE/DESGASTE

A ocorrência de danos progressivos é algo inevitável na vida de uma estrutura. Este tipo de danos acontecem quer pela utilização da própria estrutura, por agentes naturais e até devido à envolvente exterior. Formas erradas de utilizar a estrutura ou não previstas em fase de projeto danificam a estrutura, como por exemplo a utilização da estrutura para fins comerciais que implique variações de

cargas pesadas frequentemente, criando uma fadiga à estrutura que a longo prazo trará limitações. O próprio processo de secagem e molhagem, devido às chuvas ou até mesmo a existência de caminhos de tráfego de cargas pesadas nas proximidades são alguns dos fatores que condicionam diretamente a durabilidade em boas condições da estrutura.

Como ferramenta para atender a tais fatores o EC2 sugere que em fase de projeto seja dada importância à durabilidade, com a escolha do tipo de betão recomendado para as diferentes ações de desgaste que a estrutura estará sujeita durante a sua vida útil, conforme representado no quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Classe indicativa de resistência (retirado do EC2)

	Classes de exposição de acordo com o Quadro 4.1									
Corrosão										
	Corrosão induzida por carbonatação				Corrosão induzida por cloretos			Corrosão induzida pelos cloretos da água do mar		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicativa de resistência	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Danos no betão										
	Sem risco	Ataque gelo/degelo				Ataque químico				
	X0	XF1	XF2		XF3	XA1	XA2	XA3		
Classe indicativa de resistência	C12/15	C30/37	C25/30		C30/37	C30/37			C35/45	

Sabendo que este tipo de danos não pode ser evitado mas sim retardado o mais possível, a robustez estrutural possui também a componente da qualidade com que a estrutura cumpre as funções durante a sua vida útil. Por outras palavras, a forma como a estrutura responde à ocorrência deste desgaste progressivo incrementa a segurança à atuação de danos diretos, pois a capacidade resistente da estrutura vai se perdendo com o aumento do desgaste.

A quantificação desta grandeza subdivide-se em dois grupos sendo eles, a capacidade resistente da estrutura após atuação de um processo corrosivo e a qualidade e quantidade do recobrimento utilizado na estrutura.

Este parâmetro apresenta a seguinte forma:

$$I_D = I_{Corr} \times I_{Rec} \quad (3.14)$$

Em que:

- $I_{Corr}$  Coeficiente de corrosão.  
 $I_{Rec}$  Coeficiente de recobrimento

O objetivo desta vertente da robustez é representar a qualidade do comportamento da estrutura durante a sua vida útil. Estruturas com um desgaste precoce apresentam maiores probabilidades de colapso.

### 3.2.3.1. Corrosão

No processo de construção de qualquer peça de betão armado, o betão ainda fresco envolve as armaduras e confere-lhe uma camada alcalina que evita a penetração de agentes oxidante como os cloretos.

Não se discutiria o impacto que a corrosão tem na capacidade resistente das estruturas se esse teor de alcalinidade do betão armado não fosse reduzindo com o tempo devido ao processo de carbonatação do betão. Tal acontecimento propicia a descida do pH da peça de betão e deixa as armaduras mais expostas ao processo de oxidação. Esta evolução da corrosão está diretamente relacionada com a qualidade do betão que envolve as armaduras bem como a espessura desse mesmo recobrimento.

As implicações que trazem uma armadura corroída ao desempenho de uma peça de betão armado é a perda de ligação entre o betão e a armadura e uma redução da secção efetiva das armaduras, causando proporcionalmente uma redução da capacidade resistente da peça.

Sempre existiu uma dificuldade em contabilizar a força de ligação na presença de corrosão pois existem diferentes tipos de aço com diferentes configurações que torna complexo o processo de quantificação dessa perda de ligação entre os materiais. Contornando esta dificuldade, Bhargava (2007) obteve um conjunto de resultados de testes de arrancamento em grande escala para que de forma empírica conseguisse aferir uma relação da força de ligação de várias armaduras para vários níveis de corrosão designando-o como modelo M-Pull. Compilando o estudo já efetuado por vários autores obteve-se o gráfico representado na figura 3.3.

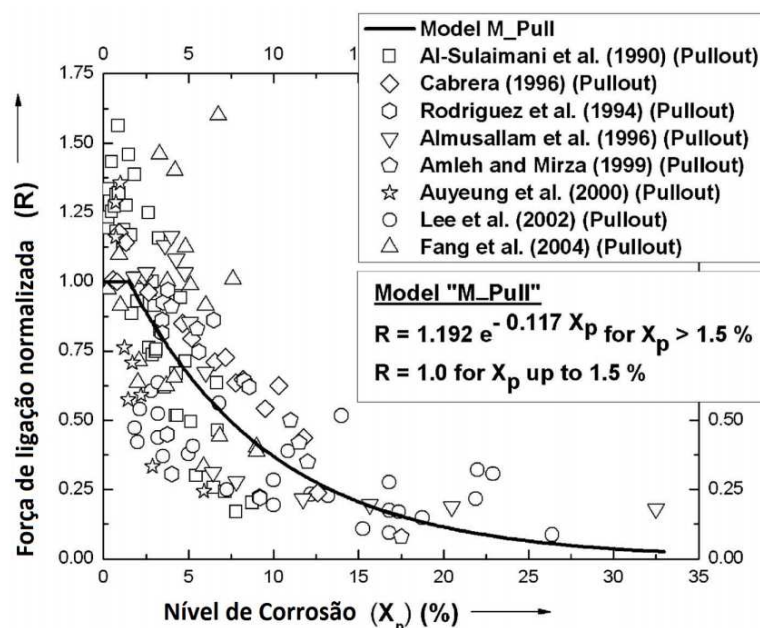


Fig 3.3 – Modelo M-Pull (retirado de Gonçalves, 2011)

Este modelo servirá de base para os cálculos de capacidades resistentes das peças de betão armado com níveis de corrosão apresentadas neste trabalho pois apresenta sensibilidade a vários parâmetros

como, pressão devido à corrosão, efeito da ação limitada do betão fendilhado, armaduras transversais após a incorporação de produtos corrosivos e a perda de ligação entre a armadura e o betão fendilhado.

Este modelo tem por base a definição de resistencia da ligação  $R$ , em função do nível de corrosão  $X_p$ , que é quantificado pela percentagem de perda de peso da armadura tendo por base o peso inicial das armaduras. Traduz-se então desta forma a resistência da ligação.

$$R(X_p) = \begin{cases} 1.0 & \text{se } X_p \leq 1.5\% \\ 1.192 \times e^{-0.117X_p} & \text{se } X_p > 1.5\% \end{cases} \quad (3.15)$$

A outra implicação séria da presença de corrosão nas armaduras é a perda de área de armadura na secção transversal, a essa área designa-se por área efetiva, e contabiliza-se tendo em conta o nível de corrosão existente na armadura.

$$A_{eff} = A_0 \times (1 - X_p) \quad (3.16)$$

Em que:

- $A_{eff}$  Área efetiva da secção transversal da armadura na presença de corrosão
- $A_0$  Área da secção transversal da armadura sem presença de corrosão
- $X_p$  Nível de corrosão das armaduras

A boa definição destes dois parâmetros terá efeito para a contabilização da resistência das peças de betão, pois está diretamente ligada à forma de aferir a tensão instalada na estrutura.

Com este tipo de modelo a forma de contabilizar a capacidade resistente de uma secção é em tudo igual a uma secção intacta mas com uma relação constitutiva modificada, que desta maneira contabiliza o impacto que a corrosão tem nas armaduras.

$$\sigma_s(\varepsilon_s) = \begin{cases} -f_y \times R(X_p) & , \varepsilon_s \leq -\frac{f_y}{E_s} \times R(X_p) \\ \varepsilon_s \times E_s \times R(X_p) & , \varepsilon_s \leq \frac{f_y}{E_s} \times R(X_p) \\ f_y \times R(X_p) & , \varepsilon_s > \frac{f_y}{E_s} \times R(X_p) \end{cases} \quad (3.17)$$

Em que:

- $f_y$  Tensão no aço
- $E_s$  Módulo de elasticidade do aço
- $\varepsilon_s$  Extensão do aço
- $X_p$  Nível de corrosão das armaduras
- $R(X_p)$  Deterioração da força de ligação



Observando agora uma peça de betão armado (Figura 3.4) modelada por Gonçalves (2011) consegue-se perceber bem o impacto que a corrosão tem na capacidade resistente.

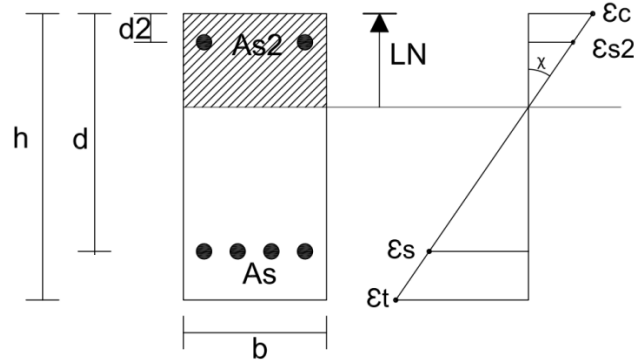


Fig.3.4 – Diagrama de extensões

A partir da modelação representada na figura 3.4 pode-se definir as equações de compatibilidade das deformações do betão e do aço.

$$\varepsilon_c = \chi \times LN \quad (3.18)$$

$$\varepsilon_{s2} = \chi \times (d_2 - LN) \quad (3.19)$$

$$\varepsilon_s = \chi \times (d - LN) \quad (3.20)$$

Em que:

$\chi$  Representa a curvatura

$LN$  Altura da linha neutra

$d$  e  $d_2$  Representam a altura útil das armaduras inferior e superior respetivamente

Baseada na secção modelada define-se as forças atuantes pelas seguintes expressões:

$$F_c = b \times \int_0^{LN} \sigma_s \left( \frac{\varepsilon_c \times p}{LN} \right) d_p, p \in [0, LN] \quad (3.20)$$

$$F_t = b \times \int_0^{LN} \sigma_t (X \times p_2) d_{p2}, p_2 \in [0, d - LN] \quad (3.21)$$

$$F_{s2} = A_{ss}(X_p) \times \sigma_{s2}(\varepsilon_{s2}) \quad (3.22)$$

$$F_s = A_s(X_p) \times \sigma_s(\varepsilon_s) \quad (3.23)$$

Em que:

$F_c$  Força de compressão no betão

$F_s$  e  $F_{s2}$  Força de tração/compressão nas armaduras inferior e superior respetivamente

$F_t$  Força de tração do betão

$b$  Largura da secção transversal

$\sigma_c$  Tensão de compressão no betão

- $\sigma_t$  Tensão de tração no betão  
 $\sigma_s$  e  $\sigma_{s2}$  Tensão de cedência do aço das armaduras inferior e superior respetivamente

Pelo somatório das forças horizontais definidas, determina-se a posição do eixo neutro para a secção modelada da seguinte forma.

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow F_c + F_{s2} - F_s - F_t = 0 \quad (3.24)$$

Conhecidas as forças na secção determina-se o momento resistente na secção para os diferentes níveis de corrosão pela seguinte expressão.

$$M_r = b \times \int_0^{LN} \sigma_s \left( \frac{\varepsilon_c \times p}{LN} \right) \times (d - l + p) d_p + A_{s2}(X_p) \times \sigma_{s2}(\varepsilon_{s2}) \times (d - d_2) - b \times \int_0^{LN} \sigma_t(X \times p_2) \times (D - l_n - P_2) d_{p2} \quad (3.25)$$

Aplicada esta metodologia para o cálculo do momento resistente em função do nível de corrosão obtém-se o gráfico, representado na figura 3.5.

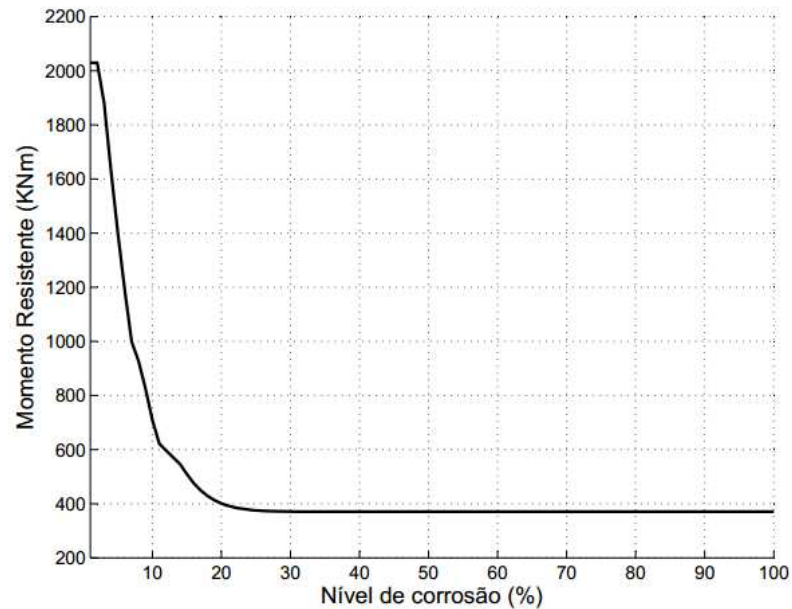


Fig. 3.5 – Relação entre a capacidade resistente de uma peça de betão e o nível de corrosão (adaptado de Gonçalves, 2011)

Com este exemplo de modelação do impacto da corrosão na capacidade resistente de uma secção entende-se a necessidade de identificar claramente a forma como a estrutura está exposta a este tipo de danos.

A proposta para avaliar o impacto da corrosão nas secções baseia-se na metodologia aqui apresentada e através de uma análise elástica, aferir a carga possível de atuar comparando-a com a carga de utilização mais gravosa ao nível de serviço (combinação característica de ações), pois no caso de incapacidade da estrutura para suportar esta carga, a segurança estrutural não estará completamente comprometida, contudo a carga de serviço suportada será menor. Esta forma de comparar as cargas difere do apresentado na proposta da redundância, pois enquanto na redundância, existe o pressuposto de uma ação destrutiva e incomum, no caso da corrosão esta atua de forma lenta e muitas vezes a estrutura continuará em uso mesmo com níveis de corrosão elevados aplicados nas armaduras. Deste modo, o cálculo do índice de corrosão efetua-se através da seguinte expressão.

$$I_{Corr} = \begin{cases} \frac{R_{Corr}}{E_K} & ; E_K > R_{Corr} \\ 1 & ; E_K \leq R_{Corr} \end{cases} \quad (2.26)$$

Em que:

$R_{corr}$  Carga capaz de atuar na secção para um nível de corrosão instalado de 10%

$E_k$  Carga correspondente à combinação característica de ações

Desta forma confere-se ao índice de robustez uma sensibilidade para a geometria da secção e como a sua constituição capacita a estrutura para precaver os efeitos da corrosão.

Esta forma aparentemente simplificada de determinar a capacidade resistente influenciada pela corrosão apresenta valores conservativos, é a melhor forma de aplicar caso a caso o dano que advém da corrosão.

Para validar e comparar os índices o valor do nível de corrosão aplicado será fixado em 10% sendo este o valor para o qual a corrosão começa a ter impacto maior na capacidade resistente da estrutura.

A falta de imposições específicas ao comportamento que deve ser observado nas estruturas sujeitas a corrosão é certamente uma possibilidade de melhoria por parte da regulamentação atual, pois não deverá existir apenas políticas de bem construir novas estruturas, nem de bem restaurar estruturas degradadas, necessitando obviamente de ferramentas para avaliar o envelhecimento ativo das estruturas.

### 3.2.3.2. Recobrimento

Numa secção de betão armado a disposição das armaduras tem de respeitar, para além das necessidades de resistência, um espaçamento mínimo de betão a envolver a armadura designando-se por recobrimento.

O recobrimento depende da classe do betão, da função estrutural e da classe de exposição da estrutura, todavia este não deverá ser em excesso para evitar fendilhações precoces associadas a massas de betão de grande espessura sem aço.

Para efeitos de durabilidade, o recobrimento assume uma função crucial, pois assegura que a armadura esteja protegida contra os agentes agressores, potencializando o bom desempenho da estrutura durante a vida útil.

Os regulamentos em vigor definem uma espessura mínima de recobrimento, dependente da classe estrutural e da classe ambiental esquematizada no EC2. Esta separação em classes ambientais acontece devido à exposição que uma estrutura terá para danificar, em função da agressividade do seu meio externo.

Neste contexto, o recobrimento mínimo é representado pela seguinte expressão:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,y} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} \quad (3.27)$$

Em que:

- $c_{min,b}$  Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
- $c_{min,dur}$  Recobrimento mínimo em relação às condições ambientais
- $\Delta c_{dur,y}$  Margem de segurança
- $\Delta c_{dur,st}$  Redução do recobrimento mínimo no caso de aço inoxidável
- $\Delta c_{dur,add}$  Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional

Segundo fixado no EC2, para valores de  $\Delta c_{dur}$  em território nacional, deverá ser utilizada uma margem de segurança de 10mm, precavendo assim possíveis imperfeições na colocação da armadura.

Os valores de  $c_{min,dur}$  estão apresentados no quadro 3.3 [CEN, 2004] em função da classe estrutural e da classe de exposição ambiental.

O valor final de recobrimento mínimo calculado pela expressão 3.24 representará o recobrimento de base nos moldes da proposta apresentada.

Quadro 3.3 –Valores de recobrimento mínimo para elementos de betão armado (retirado do EC2)

<i>Requisito ambiental para <math>c_{min,dur}</math> (mm)</i>							
<i>Classe Estrutural</i>	<i>Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1</i>						
	<i>X0</i>	<i>XC1</i>	<i>XC2 / XC3</i>	<i>XC4</i>	<i>XD1 / XS1</i>	<i>XD2 / XS2</i>	<i>XD3 / XS3</i>
<i>S1</i>	10	15	20	25	30	35	40
<i>S2</i>	10	15	25	30	35	40	45
<i>S3</i>	10	20	30	35	40	45	50
<i>S4</i>	10	25	35	40	45	50	55
<i>S5</i>	15	30	40	45	50	55	60
<i>S6</i>	20	35	45	50	55	60	65

A forma de calcular o coeficiente de recobrimento passará pela razão do recobrimento efetivamente aplicado na estrutura pelo recobrimento base, traduzindo assim a eficiência esperada no cumprimento da vida útil estipulada para a estrutura.

Tendo um melhor recobrimento, a probabilidade de ocorrência de corrosão será menor, daí a necessidade que uma estrutura robusta apresente sempre valores que satisfaçam tanto melhor os limites mínimos definidos pelos códigos.

Este coeficiente terá sempre valor unitário quando a utilização do critério de robustez aqui proposto for aplicado em fase de projecto, pois dada a obrigatoriedade em cumprir o recobrimento mínimo das armaduras em projeto, o índice de recobrimento terá sempre valor máximo. Este cenário só será diferente quando a aplicação desta proposta ocorrer em fase obra ou pós-construção, onde por vezes se observa valores não regulamentares de recobrimento. Assim sendo o índice de recobrimento possui a seguinte expressão:

$$I_{Rec} = \begin{cases} \frac{c}{c_{base}} & ; c \leq c_{base} \\ 1 & ; c > c_{base} \end{cases} \quad (3.28)$$

Em que:

- C      Espessura da camada de recobrimento das armaduras
- C<sub>base</sub>      Espessura de referência fixada pelo quadro 3.2

A melhor forma de assegurar que as estruturas não terão mau desempenho para danos de deterioração é desde logo garantir que as armaduras se encontram envolvidas devidamente, e que a qualidade do betão seja a mais elevada possível, pois retardará os processos de carbonatação que estão diretamente relacionados com a entrada de agentes agressores às armaduras na estrutura.

Este coeficiente em concreto, apresenta mais que uma função de assegurar a aplicação das necessidades mínimas de recobrimento, punir os casos de incongruência entre o definido em projeto e o realmente observado em obra, introduzindo desconfiança na discutível diferença entre a robustez de projeto e aquela realmente encontrada na pós construção.

#### 3.2.4. INSENSIBILIDADE

Desde sempre que o conceito de robustez está ligado a um grau de insensibilidade da estrutura em relação a ações adicionais não esperadas. Esta insensibilidade não tira rigor ao processo de dimensionamento, pois apenas prevê um acréscimo de segurança nas zonas mais suscetíveis de sofrer falha.

A quantificação desta grandeza não consegue ser exata nem matematicamente traduzida de forma simples, pois a variedade de casos não o permite. Este conceito abrange várias naturezas diferentes, sem possibilidade de as juntar num parâmetro só.

Estas vertentes de aplicação da insensibilidade estrutural podem-se dividir em imprecisão do processo construtivo, fragilidade das ligações e proporcionalidade de escala das ações, que pelas suas naturezas distintas torna difícil identificar qua destas áreas é que está a condicionar a robustez da estrutura.

Partindo deste princípio, ficará a cabo da pessoa responsável pela quantificação do índice de robustez da estrutura (projetista, fiscalização) o estudo caso a caso da insensibilidade estrutural, tentando obedecer a algumas regras práticas aqui propostas.

Para todos os efeitos, o aspeto de qualquer forma de quantificar a insensibilidade estrutural deverá ter a seguinte configuração:

$$I_I = I_{IC} \times I_{Lig} \times I_{Esc} \quad (3.29)$$

Em que:

$I_{IC}$	Parâmetro que relaciona a imperfeição construtiva
$I_{Lig}$	Parâmetro que relaciona a fragilidade da ligação
$I_{Esc}$	Parâmetro que relaciona a insensibilidade de escala da estrutura

Pois tais grandezas completam a forma de caracterizar a insensibilidade da estrutura, ficando nos pontos seguintes a descrição da forma como atender a cada um dos parâmetros referidos.

#### 3.2.4.1. Imprecisão Construtiva

A imprecisão construtiva é um fenómeno que ocorre frequentemente, pois é difícil executar com perfeição todas as tarefas designadas no projeto, dada a variabilidade associada à intervenção humana. Mesmo possuindo um sistema de fiscalização eficaz, observa-se diferenças residuais entre o previsto em projeto com o realmente executado em obra, muitas vezes causador de danos, ou potencializador da diminuição do desempenho da estrutura.

No que diz respeito a este capítulo, apenas terá a função de alertar e quantificar os problemas causados pela imprecisão construtiva e propor processos de determinar o quanto exposto cada elemento estrutural está a esta grandeza.

Concretamente nas estruturas de betão armado, as principais causas de fragilidade devido à imprecisão construtiva deve-se à má colocação de armaduras, bem como a dimensões de secções de betão, discordantes das referidas no projeto. Estas diferenças muitas vezes são mínimas, mas podem causar impactos relevantes no comportamento estrutural.

Exemplifica-se o caso de uma secção de viga em que se apresenta no cenário idealizado no projeto, e a mesma viga mas com uma imprecisão na colocação da armadura em 10%.

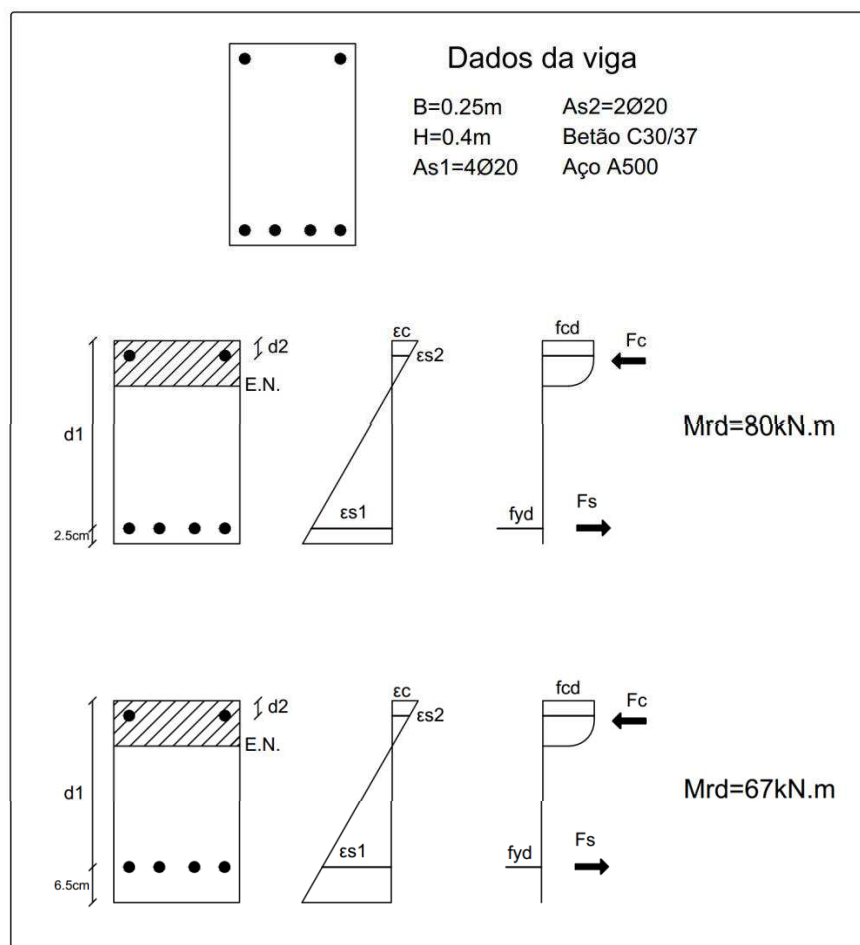


Fig.3.6 – Viga sujeita a imperfeição construtiva

A diferença de 4cm na altura de colocação da armadura implica uma perda de 20% no momento resistente da viga, o que pode conduzir ao colapso progressivo.

Este fenómeno de imprecisão tem cada vez mais importância pela crescente tendência em reduzir a altura dos elementos, que incute mais responsabilidade indiretamente ao construtor, para ser preciso durante a colocação de armaduras.

O impacto seria de ordem semelhante para o caso da colocação correta da armadura, mas com uma diferença da mesma ordem de grandeza na geometria da secção de betão.

Limitar os impactos negativos observados com este tipo de imperfeição tem sido o foco de muitas normas e guias, que tentam, para além da valorização da mão de obra mais qualificada, impor margens de variabilidade construtiva condescendente com a envergadura da estrutura.

Os regulamentos em vigor (EC2) definem margens máximas de imperfeições toleráveis nas secções de betão armado e na colocação das armaduras, representadas no quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Margem de redução tolerável (retirado do EC2)

$h$ ou $b$ (mm)	Tolerâncias reduzidas (mm)	
	Dimensões da secção $\pm \Delta h, \Delta b$ (mm)	Posição das armaduras $+\Delta c$ (mm)
$\leq 150$	5	5
400	10	10
$\geq 2500$	30	20

**NOTA 1:** Poderá efectuar-se uma interpolação linear para os valores intermédios.  
**NOTA 2:**  $+\Delta c$  refere-se à posição média das armaduras para betão armado ou de pré-esforço na secção transversal ou numa largura de um metro (por exemplo, para lajes e paredes).

A redução na geometria da secção e a variação da altura de colocação de armaduras (Figura 3.7) tiveram um impacto tanto maior quanto mais limitada for a margem de segurança usada no dimensionamento da capacidade resistente da estrutura.

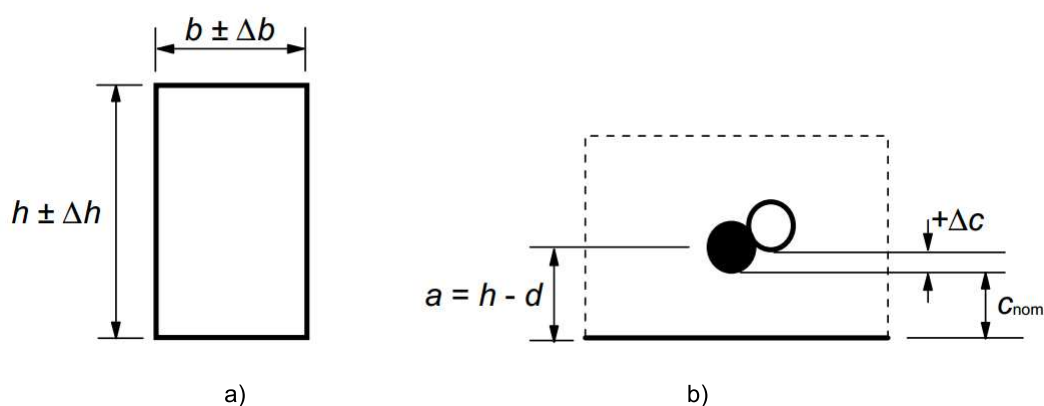


Fig.3.7 – Aplicação da margem de imperfeição, a) secção transversal b) altura útil da armadura (adaptada do EC2)

A forma de contabilizar a imperfeição construtiva proposta, baseia-se na comparação da capacidade resistente da estrutura quando aplicada a máxima imperfeição permitida, e a carga última definida em projeto, representada na seguinte expressão:

$$I_{IC} = \begin{cases} \frac{R_{IC}}{E_d} & ; R_{IC} < E_d \\ 1 & ; R_{IC} \geq E_d \end{cases} \quad (3.30)$$

Em que:

$R_{IC}$  Representa a carga capaz de ser suportada pela estrutura instalada a margem máxima de imperfeição construtiva.



$E_d$  Representa a carga última de projeto.

Casos de sobre-dimensionamento da estrutura apresentaram valor unitário na expressão 3.27 que refletirá a insensibilidade que a estrutura possui em relação à imperfeição construtiva. Este parâmetro da insensibilidade possuirá esta configuração quando o critério de robustez proposto for aplicado em fase de projeto, mas deverá ter por base margens de imperfeições reais quando aplicado o método numa situação posterior à fase de projeto.

#### 3.2.4.2. Ligações

Desde sempre que as ligações entre elementos estruturais representam as maiores fragilidades nas estruturas. Por serem locais de concentração de armaduras as ligações estão muito sujeitas ao erro humano não só no processo de execução mas também durante o dimensionamento, pois nunca existe uma perfeita pormenorização da solução final da disposição de armaduras no nó.

O principal problema da falha de uma ligação é a forma brusca de ruína da estrutura, pois, no caso de quebra de uma ligação a rotura é frágil, sem aviso e condiciona todo o comportamento estrutural.

Na seguinte figura apresenta-se uma falha da armadura que levou ao colapso de uma viga e consequentemente a todos os elementos que estariam apoiados nesta viga.

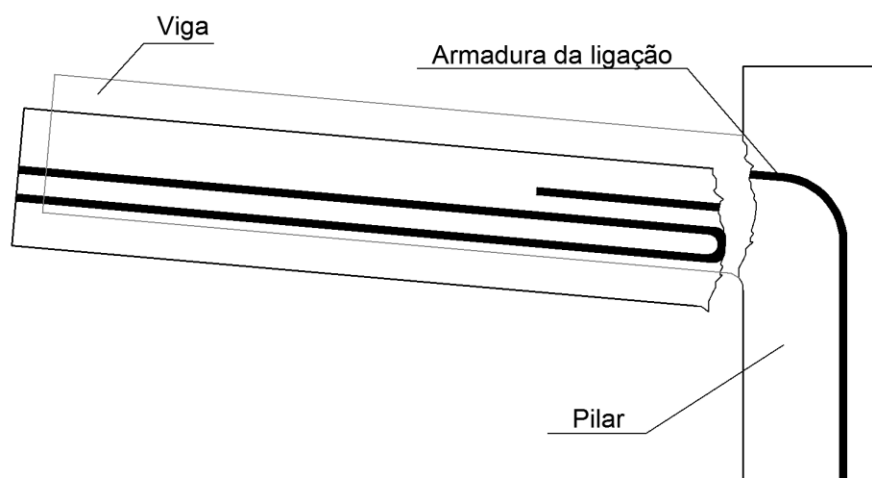


Fig. 3.8 – Quebra da ligação (adaptado de ISE,2010)

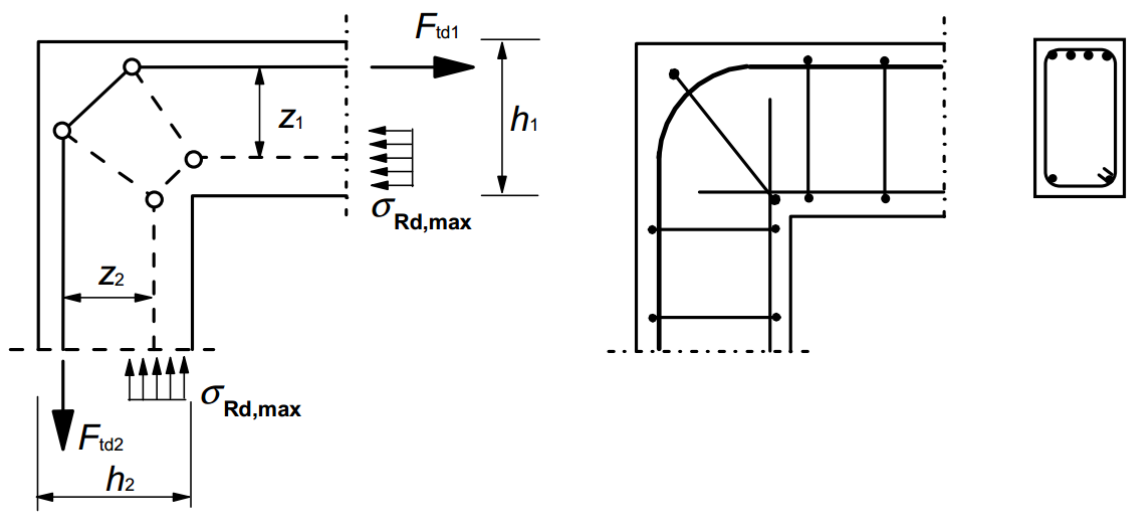
Na figura 3.8 observa-se bem a gravidade do dano provocado pela falha da ligação entre uma viga e um pilar. A tipologia do dano causado torna impossível a reparação sem intervenção profunda na estrutura.

Apesar da ocorrência da falha é de salientar a forma errada de concretizar o nó bem como a disposição incorreta das armaduras na viga, explicita na figura 3.8 que contribuiu para a exposição da estrutura a tal falha.

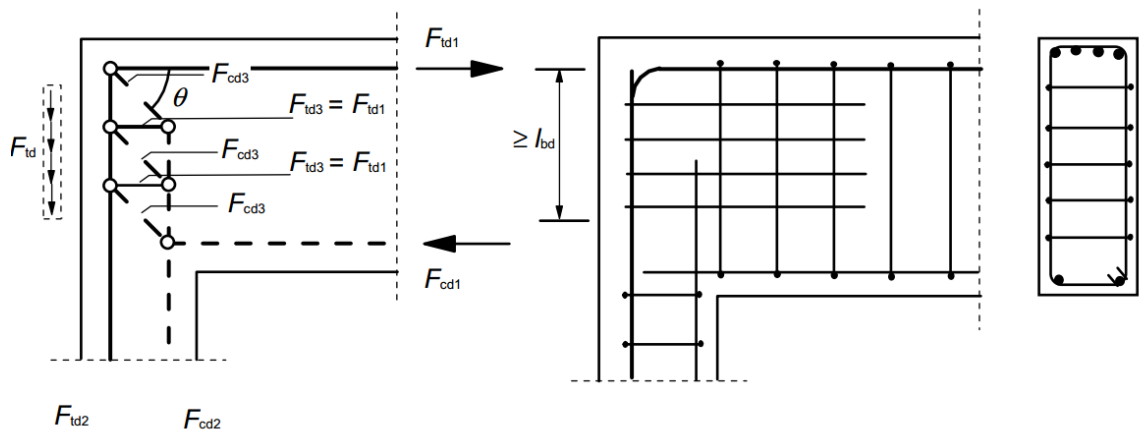
Pela diversificação de possíveis ligações existentes, é impossível criar um parâmetro que quantifique a importância que as ligações apresentam para a melhoria do desempenho estrutural, daí a necessidade de incutir ao projetista essa responsabilidade, comparando a solução de ligação escolhida com as várias opções possíveis de se realizar para o nó em concreto, e atribuindo um coeficiente de desempenho da ligação que varie entre 0 e 1.

No entanto esta forma de quantificar a robustez das ligações do nó fará sentido sempre que a aplicação do critério de robustez aqui proposto aconteça após o projeto, pois numa fase ainda de dimensionamento o projetista deverá considerar que o nó será executado o melhor possível e daí atribuir o valor unitário a este parâmetro.

Para auxiliar a quantificação deste parâmetro, deverão ser seguidas as recomendações do EC2 para a execução das zonas de ligação das armaduras nos nós, representados nas figuras 3.9 e 3.10.

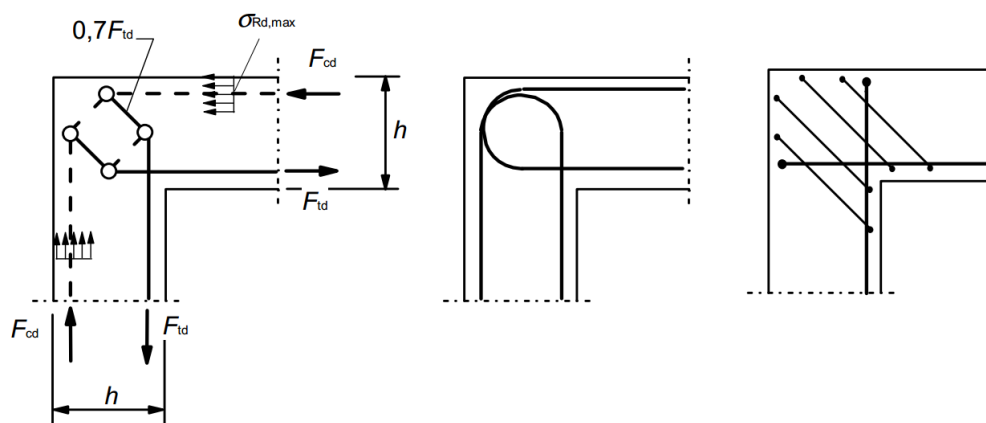


(a) Viga e pilar de dimensões aproximadamente iguais

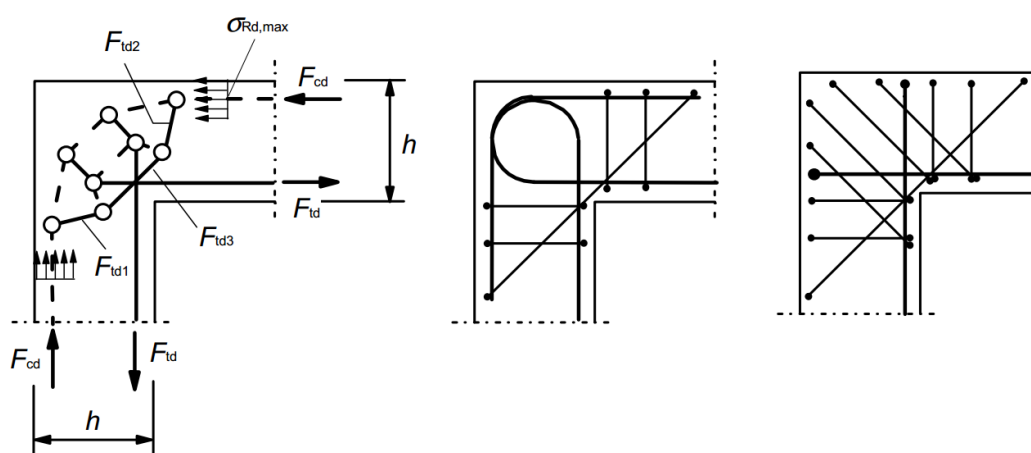


(b) Viga e pilar de dimensões muito diferentes

Fig. 3.9 – Nós com a face interior comprimida. Modelo de cálculo e armaduras (adaptado do EC2)



(a) Nó com a face interior moderadamente tracionada



(b) Nó com a face interior fortemente tracionada

Fig. 3.10 – Modelo escoras e tirantes e pormenorização das armaduras (adaptado do EC2)

Uma estrutura que apresente nós entre os elementos mais importantes com bom desempenho e segurança adicional na sua execução, confere ao conjunto uma robustez significativa prevenindo uma quantidade de danos tanto diretos como indiretos, daí a importância em alertar para a sua perfeita quantificação.

### 3.2.4.3. Escala

A robustez confere à estrutura a possibilidade de ter bom comportamento na presença de ações que na fase de projeto foram descuradas ou mal quantificadas, mas tal resposta da estrutura não deverá ser inteiramente proporcional com a dimensão da estrutura, isto é, na eventualidade de uma ação não esperada (impactos, explosões, sismos, ventos, etc.) a resposta de uma estrutura de dimensões menores deverá ser igualmente satisfatória quando comparada com uma estrutura de grande porte, independentemente das diferenças de geometria dos elementos estruturais.

Apesar das estruturas de grandes dimensões possuírem componentes de ações devido ao peso próprio muito elevadas quando comparadas com as restantes ações, tornando residual o impacto que a variabilidade de ações externas pode vir a causar, as estruturas de menor porte deverão apresentar igualmente um comportamento satisfatório para evitar danos desproporcionais.

Esta primeira forma de definir o parâmetro escala, tem por base capacitar as estruturas menores com uma resistência adequada às variabilidades de ações perfeitamente possíveis de acontecer, mas que não podem ser quantificadas em projeto, tendencialmente às ações verticais, pois implicam respostas mais limitantes à estrutura.

Não se consegue limitar a ação que pode ocorrer, mas deve-se evitar um dano desproporcional da estrutura para essa ação. Desse modo deve-se equipar a estrutura com uma reserva de resistência para que na presença de ações incomuns, mas de grande intensidade, a estrutura se comporte adequadamente.

A outra vertente do facto de escala refere-se às variabilidades mais marginais nas ações, mas que são impossíveis de ser contrariadas com um melhor dimensionamento. Um exemplo claro disso é a ação do vento ou sismo. Em estruturas que são dimensionadas com o vento como ação de base, com valores de velocidade do vento a rondar os 10m/s, um possível acréscimo marginal de 1m/s terá um impacto de  $(11/10)^2=21\%$ , para este nível de variação de carga só é suportada pela robustez da estrutura e não por um melhor dimensionamento [IES,2010]

Este tipo de ações apresenta, ao contrário da primeira vertente do fator de escala, maiores implicações quanto maior for o porte do edifício, pois a intensidade é diretamente proporcional à exposição que este apresenta. O objetivo deste parâmetro é atender a estas questões, que ultrapassam muitas vezes questões da estabilidade da estrutura, expondo explicitamente qual a sua vulnerabilidade quando atuam forças anormais.

Cabe agora ao projetista estudar caso a caso as implicações que tais variações de ações implicam na estrutura a fim de definir um valor para o coeficiente de escala, a variar numa escala de 0 a 1, a par de todos os restantes parâmetros caracterizados nesta secção dedicada à insensibilidade.

### 3.2.5. FORMA ESTRUTURAL

A forma que uma estrutura apresenta não condiciona só a componente estética do edifício mas também o desempenho do mesmo. A precaução na disposição e dimensionamento dos elementos estruturais muitas vezes poderá ser suficiente para prevenir danos advindos de ações horizontais.

Neste critério trata-se objetivamente a capacidade que a estrutura, através da sua forma, tem de absorver forças horizontais da melhor maneira, isto é, a sua vulnerabilidade a que forças horizontais provoquem danos.

O estudo desta grandeza pode também ser definida como a capacidade da estrutura transmitir de forma eficaz as ações horizontais ao solo, pois a ocorrência de danos devido a cargas horizontais podem acontecer pela inexistência de caminhos de carga claramente identificados.

A quantificação deste coeficiente dividir-se-á em resistência à torção e resistência à translação, pois estas serão as implicações que as forças horizontais causam diretamente na estrutura, danificando-a caso esta não se apresente devidamente dimensionada.

A expressão criada para abranger estas duas vertentes de possíveis danos designa-se por forma estrutural e tem a seguinte configuração:

$$I_{FE} = I_{Tor} \times I_{Trans} \quad (3.31)$$

Em que

$I_{Tor}$  Coeficiente de torção do edifício

$I_{Trans}$  Coeficiente de translação do edifício

Esta maneira de definir forma estrutural sensibilizará o projetista para a exposição que a estrutura tem ao dano devido a forças horizontais. A forma de determinar se a estrutura é robusta na presença de forças horizontais não é reduzindo a força atuante, pois não depende do projetista, mas sim minimizar os impactos negativos que estas forças causariam à estrutura devido a uma forma estrutural não adequada.

### 3.2.5.1. Torção

Numa primeira fase será avaliada a forma como a geometria em planta condiciona o desempenho da estrutura, isto é, o quanto diferente é o centro de gravidade da estrutura em planta com o centro de rigidez.

Na figura 3.11 apresenta-se o caso em que a posição do centro de gravidade é significativamente diferente da posição do centro de rigidez. Na figura, G simboliza o centro de gravidade em planta do edifício e R representa o centro de rigidez em planta da estrutura.

Neste caso só a simples diferença entre o centro de gravidade com o centro de rigidez implicaria que para forças horizontais, mesmo de valor reduzido, originaria momentos de torção à estrutura significativos.

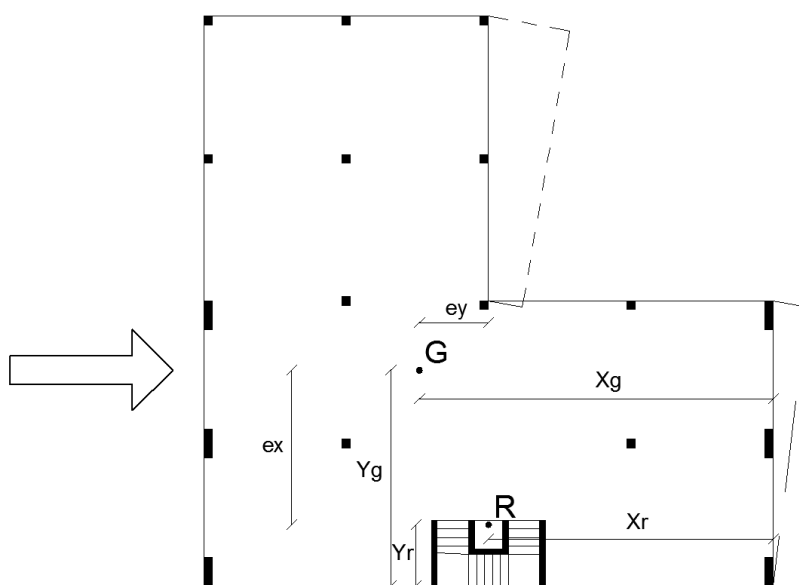


Fig. 3.11 – Planta de piso sob ação de uma força horizontal

Apesar de este edifício até conseguir suportar esta torção o seu desempenho em serviço fica condicionado baixando assim os níveis de robustez da estrutura.

Com o objetivo de atender a este dado da geometria da estrutura é criado o coeficiente de rotação, calculado a partir da diferença entre o centro de gravidade em planta e o centro de rigidez da estrutura, através da seguinte expressão

$$I_{Tor} = \left(1 - \left|\frac{X_G - X_R}{X_G}\right|\right) \times \left(1 - \left|\frac{Y_G - Y_R}{Y_G}\right|\right) \quad (3.32)$$

Em que:

$X_G$  e  $X_R$  Centro de gravidade e de rigidez no eixo X, respetivamente

$Y_G$  e  $Y_R$  Centro de gravidade e de rigidez do eixo Y, respetivamente

Este coeficiente terá o valor unitário quando o centro de gravidade coincide com o centro de rigidez em ambos os eixos.

Valores demasiado reduzidos deste coeficiente deverão alertar para a fragilidade que a estrutura apresenta quando submetida a ações horizontais (vento ou sismo), que em períodos de grande intensidade poderão causar danos difíceis de suportar pela estrutura.

O simples facto de se garantir uma convergência de centros de gravidade e de rigidez não implica obrigatoriamente que a estrutura tenha bom desempenho na presença de ações horizontais, pois isso não depende apenas da estratégia de disposição dos elementos estruturais mas também da rigidez a eles conferida.

### 3.2.5.2. Translação

A par da apetência para a estrutura sofrer torção, tem também de ser considerada a forma como o edifício se desloca horizontalmente, devido às mesmas forças horizontais. Sabendo desde logo, que as estruturas de betão armado são caracterizadas por uma flexibilidade relativamente reduzida, garantir que esta não se expõe a ações horizontais, traduzir-se-á num aumento de desempenho e diminuição do desgaste.

A rigidez normalmente encontrada nas estruturas de betão armado até pode garantir uma aparente estabilidade para ações horizontais, no entanto a elevada esbelteza dos elementos, quando não verificada uma estratégia global de garantia de contraventamento, pode provocar deslocamentos horizontais provocadores de fendilhações no betão em zonas frágeis, além de fadiga nas armaduras por constante mudança de intensidade observada nesse tipo de ações.

Tendo em conta tal fenómeno, desenvolveu-se uma forma de quantificar quanto mais apta uma estrutura está para responder às solicitações das ações horizontais, através dos seus elementos verticais. Contudo é perceptível que edifícios com maior área de fachada e maior altura terão maior propensão em não passar incólume a tais ações, daí a necessidade da forma de quantificar a resistência à translação basear-se na rigidez que os elementos apresentam, proporcionalmente ao seu desenvolvimento em altura.

Existe, complementarmente, a necessidade da componente regulamentar para atestar que as condições mínimas de estabilidade a ações horizontais está assegurada.

Assim sendo, os edifícios que apresentam fragilidades devido ao seu desenvolvimento em altura, terão uma abordagem baseada não na segurança que estes edifícios apresentam a forças horizontais, pois isso por si só já é uma condição intrínseca ao dimensionamento da estrutura, mas sim que a estrutura não apresente deformação significativa ao esforço transverso, tal como representado na figura 3.12.

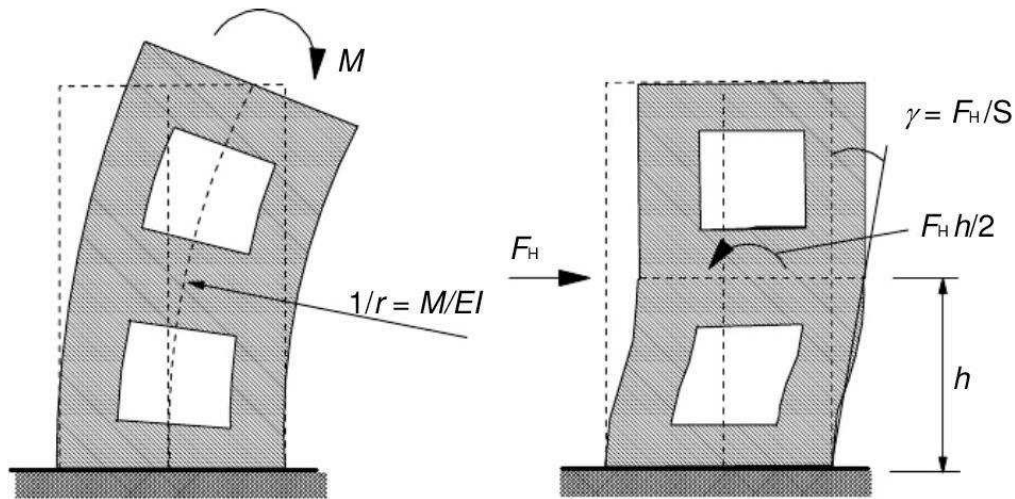


Fig.3.12 – Edifício sujeito a ações horizontais (adaptado do EC2)

O anexo H do eurocódigo 2 apresenta uma forma de verificar a dispensa de efeitos globais de segunda ordem à estrutura, através da seguinte expressão:

$$F_{V,Ed} \leq 0.1F_{V,BB} \quad (3.33)$$

Em que:

- $F_{V,Ed}$  Carga vertical total aplicada à estrutura  
 $F_{V,BB}$  Carga global normal de encurvadura para a flexão global

$$F_{V,BB} = \xi \sum EI / L^2 \quad (3.34)$$

- $\xi$  Coeficiente dependente do número de pisos, da variação da rigidez, da rigidez do encastramento na base e da distribuição de cargas.  
 $\sum EI$  Soma dos factores de rigidez de flexão dos elementos de contraventamento  
 $L$  Altura total do edifício acima da base de encastramento

Sabendo que a minimização das cargas não é o objetivo, mas sim garantir que a estrutura reaja bem a essas cargas, conferir uma rigidez proporcionalmente elevada com a altura do edifício torna-se o objetivo.

Baseada nesta abordagem expedita do EC2, criou-se uma expressão que atende à quantificação da rigidez em relação à altura do edifício, para que beneficie o desempenho da estrutura, garantindo, para além da dispensa dos efeitos de segunda ordem, uma isenção de deslocamentos significativos, causadores de potenciais danos com o decorrer da vida útil da estrutura.

A expressão do coeficiente de translação deverá ser aplicada em ambas as direções, pois deverá ser do conhecimento do projetista a disparidade de resposta que a estrutura apresenta para cada direção de exposição, e, tal quantificação, apresenta-se da seguinte forma:

$$I_{Trans} = \begin{cases} \left( \frac{EI}{L^2 \Sigma F_{V,d}} \right) ; se \frac{EI}{L^2} \leq \Sigma F_{V,d} \\ 1 ; se \frac{EI}{L^2} > \Sigma F_{V,d} \end{cases} \quad (3.35)$$

Em que:

- E Módulo de elasticidade do betão (MPa)
- I Somatório das inércias dos elementos estruturais na direção condicionante (m<sup>4</sup>)
- L Altura do edifício
- F<sub>V,d</sub> Força total vertical em cada piso, definida pela expressão 3.38

$$F_{V,d} = A \cdot E_d \quad (3.36)$$

- A Área do piso (m<sup>2</sup>)
- E<sub>d</sub> Carga atuante na combinação última de ações (MN)

Este conceito valoriza uma tendência crescente pelos projetistas de incutir às estruturas elementos em menor número mas com maior inércia, que para além de favorecer a arquitetura cada vez mais arrojada, confere à estrutura bases de contraventamento que evitam em muito o deslocamento que os pisos sofrem por ações horizontais.

### 3.3. PROCEDIMENTO PROPOSTO

Atendendo aos diferentes parâmetros da robustez estrutural apresentados nesta proposta e nos coeficientes que os constituem, o quadro 3.5 estrutura todo o procedimento de cálculo proposto, para agilizar a sua aplicação.



Quadro 3.5 – Formulário de cálculo dos coeficientes de robustez

Avaliação da Robustez		
1. Redundância	$I_R = \begin{cases} \frac{R_f}{E_{qp}} & ; R_f < E_{qp} \\ 1 & ; R_f \geq E_{qp} \end{cases}$	
2. Performance	$I_P = I_{Fend} \times I_{Def}$	$I_{Fend} = \begin{cases} \frac{w_0}{w_{base}} & ; w_{base} > w_0 \\ 1 & ; w_{base} \leq w_0 \end{cases}$ $I_{Def} = \begin{cases} \frac{a_0}{a} & ; a > a_0 \\ 1 & ; a \leq a_0 \end{cases}$
3. Durabilidade	$I_D = I_{Corr} \times I_{Rec}$	$I_{Corr} = \begin{cases} \frac{E_{Corr}}{E_K} & ; E_K > E_{Corr} \\ 1 & ; E_K \leq E_{Corr} \end{cases}$ $I_{Rec} = \frac{C}{C_{base}}$
4. Insensibilidade	$I_I = I_{IC} \times I_{Lig} \times I_{Esc}$	$I_{IC} = \begin{cases} \frac{R_{IC}}{E_d} & ; R_{IC} < E_d \\ 1 & ; R_{IC} \geq E_d \end{cases}$
5. Forma Estrutural	$I_F = I_{Tor} \times I_{Trans}$	$I_{Tor} = \left(1 - \left \frac{X_G - X_R}{X_G}\right \right) \times \left(1 - \left \frac{Y_G - Y_R}{Y_G}\right \right)$ $I_{Trans} = \begin{cases} \left(\frac{\frac{EI}{L^2}}{\sum F_{V,d}}\right) & ; se \frac{EI}{L^2} \leq \sum F_{V,d} \\ 1 & ; se \frac{EI}{L^2} > \sum F_{V,d} \end{cases}$

As áreas de aplicação do conceito de robustez aqui apresentado, têm diferentes vertentes. Daí a dificuldade em determinar uma forma de as conjugará a fim de apresentar um valor final de robustez estrutural.

Até ao momento, os vários autores vão ao encontro de uma forma generalizada de quantificar os danos e os seus efeitos. As expressões criadas têm por base a função do dano, como por exemplo o efeito da

corrosão, e posterior integração entre os intervalos que variavam entre 1 para a estrutura intacta e 0 para a estrutura completamente danificada [Cavaco, 2013].

A proposta aqui apresentada não irá contra as já existentes, pois ao contrário do esforço que as propostas existentes têm para atingir um rigor no comportamento real da estrutura na presença de danos, esta proposta pretende englobar de forma simples vários danos possíveis de ocorrer.

Sabendo que é difícil incorporar num valor só as diferentes naturezas da robustez é aqui proposto um espectro de robustez que sirva para comparar o desempenho de edifícios, para situações não correntes.

Baseado nos 5 parâmetros da robustez aqui definidos, redundância, performance, durabilidade, insensibilidade e forma estrutural, desenvolveu-se o espectro apresentado na figura 3.13.

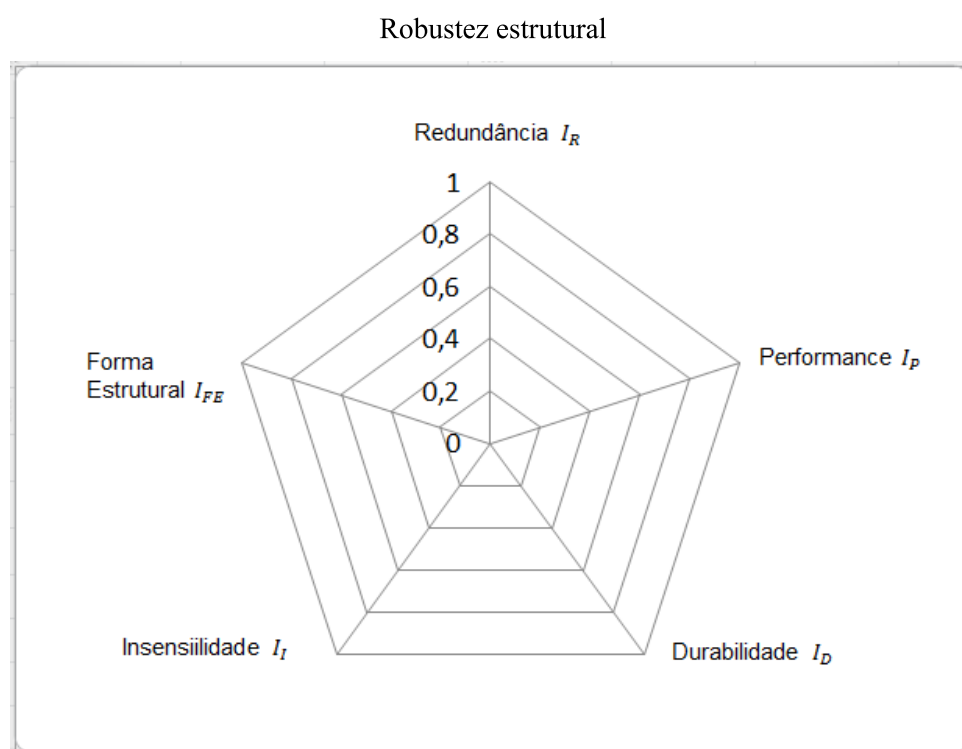


Fig.3.13 – Espectro de robustez estrutural

Com este modo de definir a robustez estrutural pode-se, de uma forma simples, verificar quais os pontos fortes e fracos da estrutura e proceder, caso assim se entenda, a melhoramentos quer ainda em fase de projeto quer à posteriori.

Desta forma, pretende-se criar uma ferramenta informativa sobre o que esperar da estrutura e a exposição desta aos danos, para transmitir de forma direta um conhecimento adequado da estrutura do edifício em causa.

O aspeto final desta proposta consiste em tipificar um espectro para um edifício específico da seguinte forma:

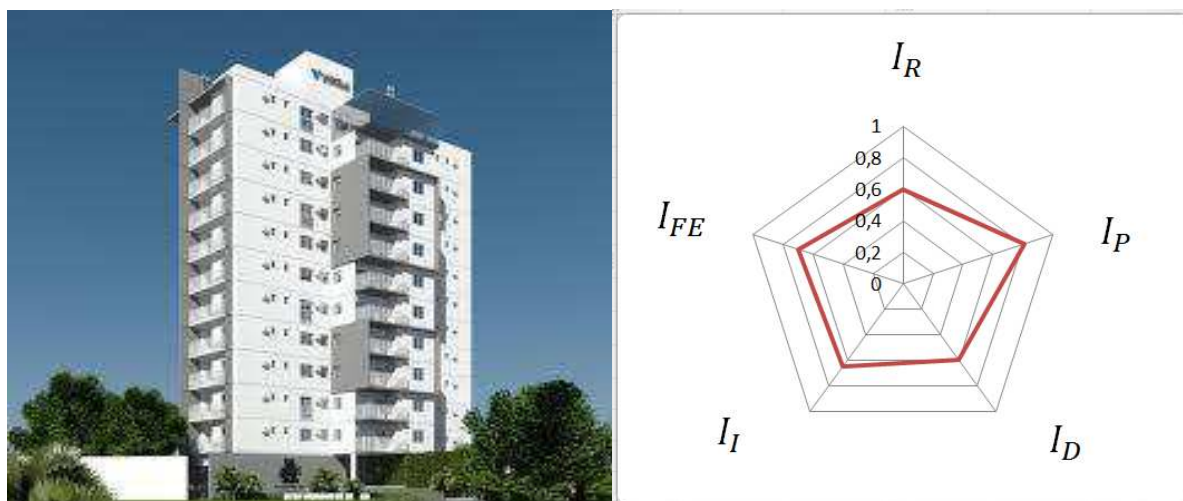


Fig.3.14 – Avaliação da robustez estrutural de um edifício

Neste exemplo meramente ilustrativo dá para perceber a simplicidade e a potencialidade deste conceito que, mesmo não tendo um grau de rigor elevado do comportamento da estrutura na ocorrência de danos, fornece uma interface aos utilizadores do edifício, como ao próprio projetista, se a estrutura está a desempenhar bem e com robustez a sua função.

Nestes 5 parâmetros constituintes do espectro de robustez estão englobadas todas as vertentes de robustez definidas pelos vários autores que atestam que a proposta aqui definida poderá ser uma possibilidade real de avaliação expedita de robustez estrutural.

Apesar da quantidade de fatores a serem calculados, estes são facilmente quantificáveis e baseiam-se nas normas existentes que comprovam o desempenho da estrutura em várias vertentes como durabilidade, utilização, capacidade de carga e rigor construtivo.

# 4

## APLICAÇÃO PRÁTICA DA PROPOSTA DE AVALIAÇÃO DA ROBUSTEZ ESTRUTURAL

### 4.1. CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

A proposta de avaliação de robustez estrutural apresentada no capítulo anterior requer o cálculo de vários parâmetros caracterizadores da estrutura e a sua aplicação é restrita para as estruturas porticadas de betão armado.

No presente capítulo será aplicado o conceito de avaliação da robustez estrutural à estrutura de um edifício localizado em Vila do Conde, cujas características são representativas das soluções estruturais do quotidiano da construção de edifícios com esta envergadura.

O edifício é constituído por um piso de cave (piso -1), R/C (piso 0), 6 pisos elevados (piso 1 a 6) e um piso de cobertura. Os desenhos do projeto de arquitetura (plantas e corte) encontram-se no anexo A.

As lajes dos pisos são constituídas por vigotas pré-fabricadas, com uma altura de 0.28m e funcionamento unidirecional. A figura 4.1 representa a planta estrutural do piso tipo.

O edifício possui ainda as seguintes características:

- Revestimento das lajes dos pisos 0 a 6 constituídas por uma camada de 6cm de betão leve, rebocado com 3cm de argamassa superior e inferiormente.
- Revestimento da laje de cobertura com 10cm de betão leve, tela impermeabilizante e camada de 3cm de betão com isolamento térmico, e rebocada inferiormente com 2cm de argamassa.
- Paredes exteriores duplas de tijolo furado 11cm+15cm, e paredes divisórias interiores simples, em tijolo de 11cm.
- Fundações diretas com sapatas isoladas dos pilares.

- Muro de 0.20m de espessura em toda a periferia da cave, fundados em sapata contínua, monoliticamente ligados ao piso 0.
- Caixa de elevadores e de escadas em lâmina de betão armado com 0.25m de espessura.
- Classe de exposição XC2, coeficiente de fluência  $\varphi(\infty, t_0) = 2$
- Materiais utilizados: Betão da classe C25/30 e aço A500

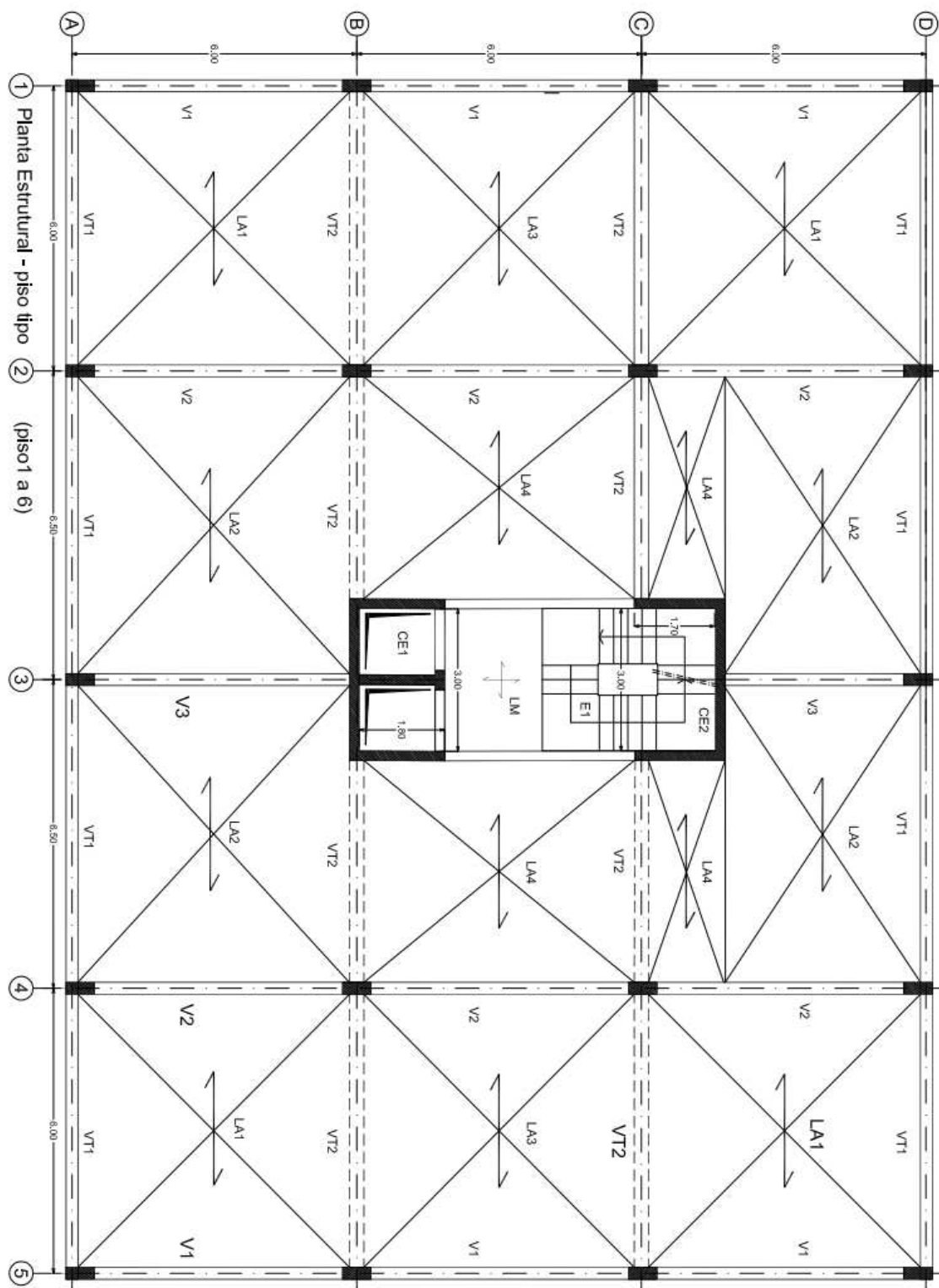


Fig. 4.1. – Planta estrutural do piso tipo

Na análise individualizada dos elementos estruturais será utilizado o pórtico do alinhamento 2, representativo das máximas cargas atuantes. Este pórtico central é constituído por 3 tramos de 6m de vão e por uma altura entre andares de 3m.

A viga do pórtico V2 representada na figura 4.2 apresenta a solução de armaduras utilizadas nos vários pisos do pórtico, onde o processo de redistribuição de esforços proporcionou uma solução de armaduras relativamente homogénea.

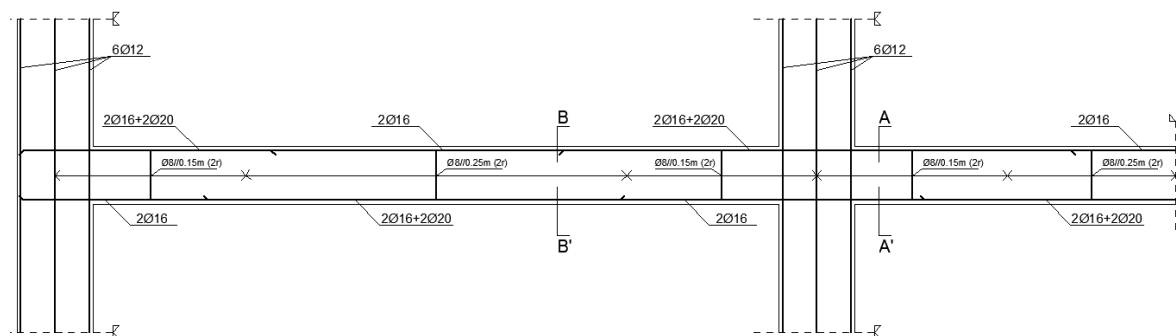


Fig.4.2 – Disposição das armaduras na viga

Os cortes A-A' e B-B' representam a secção transversal da viga V2 nas zonas de momento máximo negativo e positivo, respetivamente (Figura 4.3). A camada de recobrimento apresenta uma espessura de 3cm.

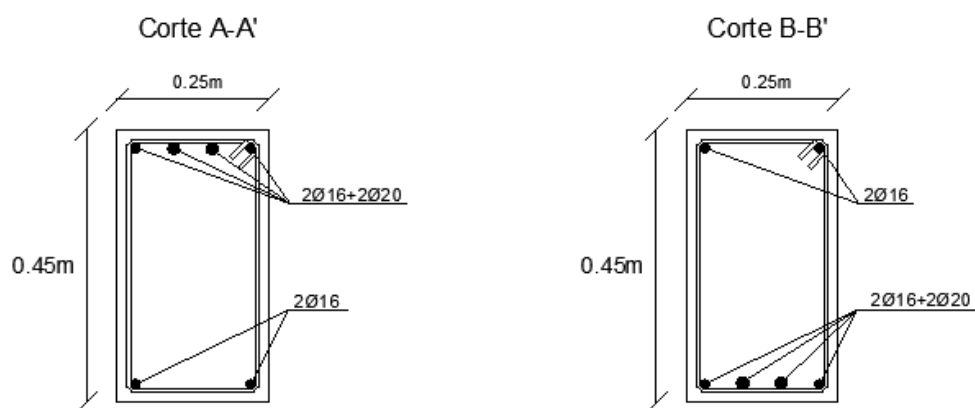


Fig. 4.3 - Secção transversal da viga na zona de momento máximo negativo e positivo

A estrutura é também constituída por 18 pilares com secção transversal retangular representada na figura 4.4. A caixa de escadas e de elevadores representam os principais elementos de contraventamento da estrutura.

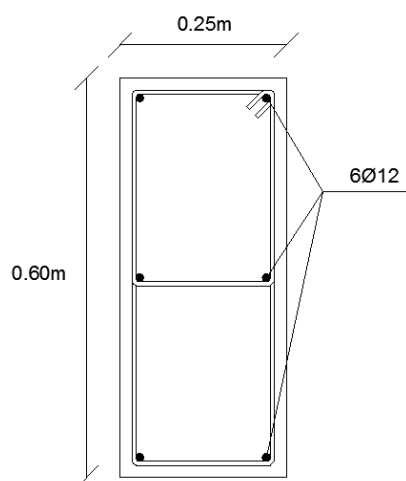


Fig. 4.4 - Secção transversal dos pilares

A estrutura do edifício será utilizada na secção seguinte, para avaliação dos coeficientes propostos, a fim de verificar o nível de robustez que a estrutura do edifício possui.

Como forma de agilizar todo o processo de obtenção das características da estrutura, um programa de cálculo automático foi utilizado, tornando ainda mais simples e expedita a aplicação do critério de robustez proposto, deste modo pode ser obtida uma perspetiva mais esclarecedora da estrutura na qual recai a aplicação do método (Figura 4.5)

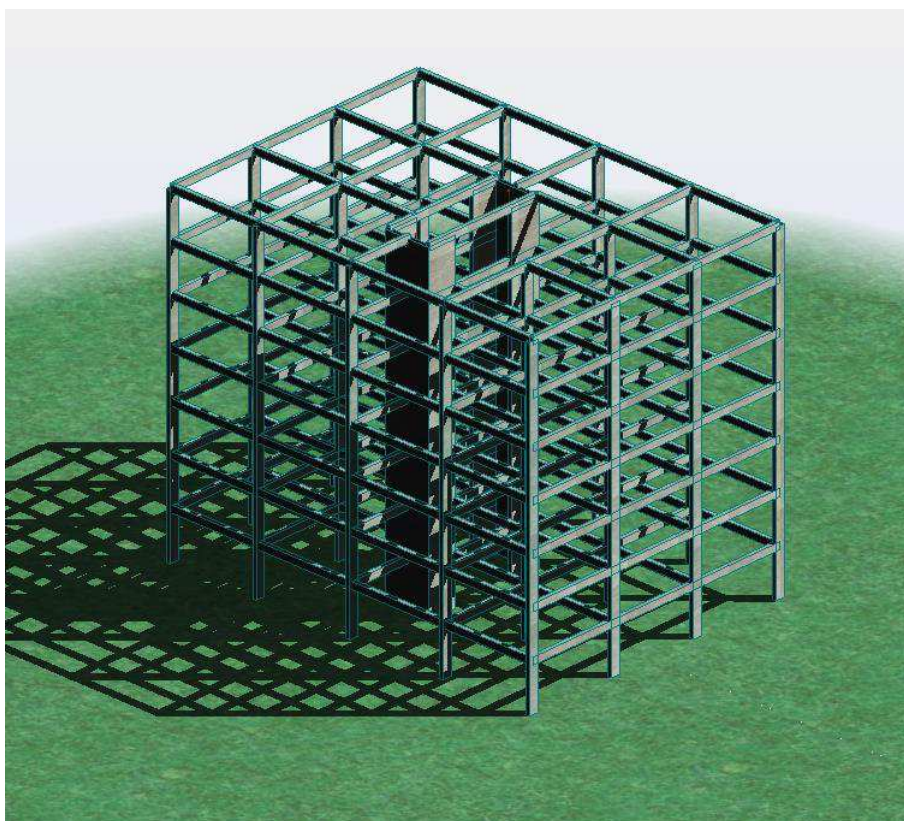


Fig. 4.5 – Modelação da estrutura do edifício



Na contabilização das cargas atuantes do edifício, foram consideradas as ações variáveis que durante a vida útil da estrutura podem ser observadas. No EC1, a definição destas sobrecargas baseia-se no tipo de utilização para qual a estrutura foi destinada em projeto, subdividindo-se em várias categorias, tal como representado no quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Categorias de utilização (retirado do EC1)

Categoria	Utilização específica	Exemplos
A	Actividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias de hospitais; quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com excepção das utilizações correspondentes às categorias A, B e D) <sup>1)</sup>	<p><b>C1:</b> Zonas com mesas, etc.; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, recepções.</p> <p><b>C2:</b> Zonas com assentos fixos; por exemplo, em igrejas, teatros ou cinemas, salas de conferências, salas de aulas, salas de reunião, salas de espera.</p> <p><b>C3:</b> Zonas sem obstáculos para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus, salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações de comboio.</p> <p><b>C4:</b> Zonas em que são possíveis actividades físicas; por exemplo, salões de dança, ginásios, palcos.</p> <p><b>C5:</b> Zonas de possível acolhimento de multidões; por exemplo, edifícios para eventos públicos, tais como salas de concertos, salas para actividades desportivas incluindo bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias.</p>
D	Actividades comerciais	<p><b>D1:</b> Zonas de lojas em geral.</p> <p><b>D2:</b> Zonas de grandes armazéns.</p>
<p><i>1) Chama-se a atenção para 6.3.1.1(2), em particular para C4 e C5. Ver a EN 1990 quando for necessário considerar efeitos dinâmicos. Para a Categoria E, ver o Quadro 6.3.</i></p> <p><b>NOTA 1:</b> Dependendo das utilizações previstas, as zonas que seriam normalmente classificadas como C2, C3 e C4 poderão ser classificadas como C5 por decisão do dono de obra e/ou do Anexo Nacional.</p> <p><b>NOTA 2:</b> O Anexo Nacional poderá estabelecer subcategorias para A, B, C1 a C5, D1 e D2.</p> <p><b>NOTA 3:</b> Ver 6.3.2 para zonas de armazenamento ou de actividades industriais.</p>		

Para cada categoria está associado um intervalo de valores para a sobrecarga, definido no EC1, contemplando diferentes cargas para distintos locais da estrutura, tal como representado no quadro 4.2.



Quadro 4.2 – Sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas do edifício (retirado do EC1)

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b><i>Categoria A</i></b>		
- Pavimentos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
- Escadas	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
- Varandas	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
<b><i>Categoria B</i></b>	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
<b><i>Categoria C</i></b>		
- C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
- C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
- C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
<b><i>Categoria D</i></b>		
- D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>

As sobrecargas não se referem obrigatoriamente a cargas não esperadas (acidentais), mas sim a ações que pela sua variabilidade não podem ser consideradas como cargas permanentes, tais como o uso das estruturas pelas pessoas, mobiliário, instalações entre outros.

Enquanto em fase de dimensionamento, as cargas consideradas vêm incrementadas com coeficientes de majoração, garantindo segurança no dimensionamento, em situação de utilização as ações são multiplicadas por coeficientes parciais, em função do nível de utilização.

Esses coeficientes tendem a simular os cenários reais de carregamento durante a vida útil das estruturas e estão representados no quadro 4.3.

Para efeitos da proposta de avaliação de robustez aqui apresentada, e, tendo em conta tanto as cargas permanentes bem como as sobrecargas, serão definidos os valores das várias combinações de uso, bem como a combinação última de carregamento. Estes valores serão a base de cálculo dos coeficientes propostos no capítulo anterior e estão representados no quadro 4.4.

Quadro 4.3 – Valores recomendados dos coeficientes  $\psi$  para edifícios (retirado do EC0)

Acção	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos $\leq 30$ kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, $30 \text{ kN} < \text{peso dos veículos} \leq 160 \text{ kN}$	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) *)			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H > 1000$ m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude $H \leq 1000$ m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
<b>NOTA:</b> Os valores de $\psi$ poderão ser definidos no Anexo Nacional.			
*) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.			

Quadro 4.4 – Valores das combinações de ações

Combinação	Valor (kN/m <sup>2</sup> )
$E_d$	9.75
$E_k$	7.0
$E_f$	6.0
$E_{qp}$	5.6

## 4.2. REDUNDÂNCIA

Ao contrário das demais características, o parâmetro de redundância só pode ser avaliado mediante a existência de uma falha grave na estrutura, e o nível máximo de redundância que a estrutura possui só

ocorre no momento em que a estrutura deixa de ter capacidade de transportar a carga do elemento danificado. Partindo deste pressuposto é possível afirmar que a capacidade limite de uma estrutura suportar uma falha observa-se quando a globalidade da estrutura falha.

No caso de estudo, para quantificar a redundância real que uma estrutura apresenta, foi simulada a ruína do elemento estrutural que origina maior dificuldade à estrutura em absorver os esforços adicionais. Baseado no impacto destrutivo que teria, foi removido para efeitos de cálculo o pilar central do pórtico central, criando um cenário hipotético de uma explosão no interior do edifício (Figura 4.6).

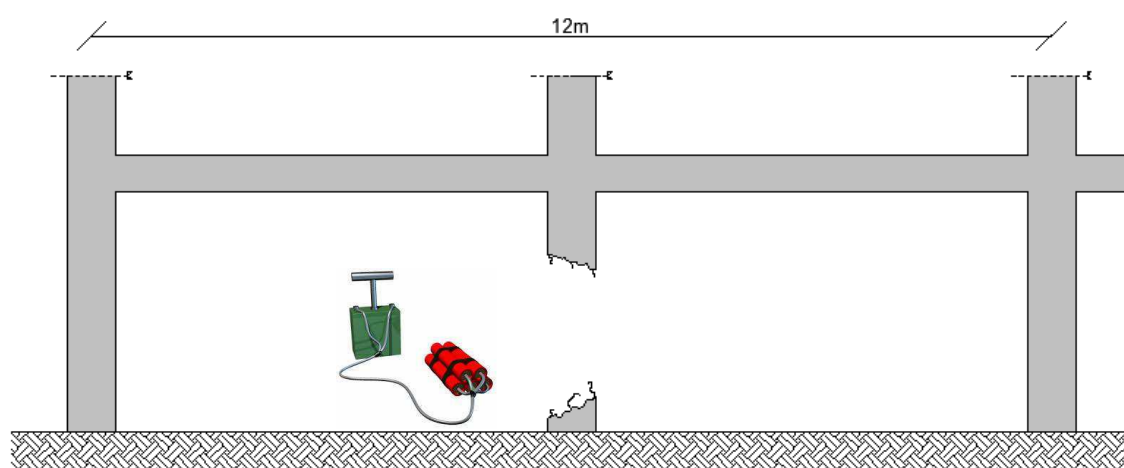


Fig. 4.6 – Pórtico danificado

Esta localização da falha implica um acréscimo brutal da carga a ser suportada pelas vigas e pilares adjacentes, e cria um cenário extremamente adverso, pois modifica o sistema estrutural inicial, transformando uma zona de resistência a momentos negativos, no pico de esforços positivos.

Seguindo a proposta apresentada neste trabalho, a quantificação do índice de redundância (equação 3.1) terá por base o rácio da resistência da estrutura, tendo em conta a resposta do elemento estrutural mais condicionado por uma falha e a carga mínima de serviço que a estrutura deve resistir.

A capacidade resistente da estrutura após a falha  $R_f$ , terá em conta o cenário real da ocorrência do dano, onde a estrutura demonstraria um comportamento último plástico, iniciando o desencadear do possível colapso pela viga afetada diretamente pela ruína do pilar.

A forma utilizada para quantificar a resistência última desta viga fortemente solicitada é através de uma análise plástica, tanto da secção sobre os apoios como da secção a meio vão (Figura 4.7), a fim de tentar entender o comportamento resistente real do pórtico.

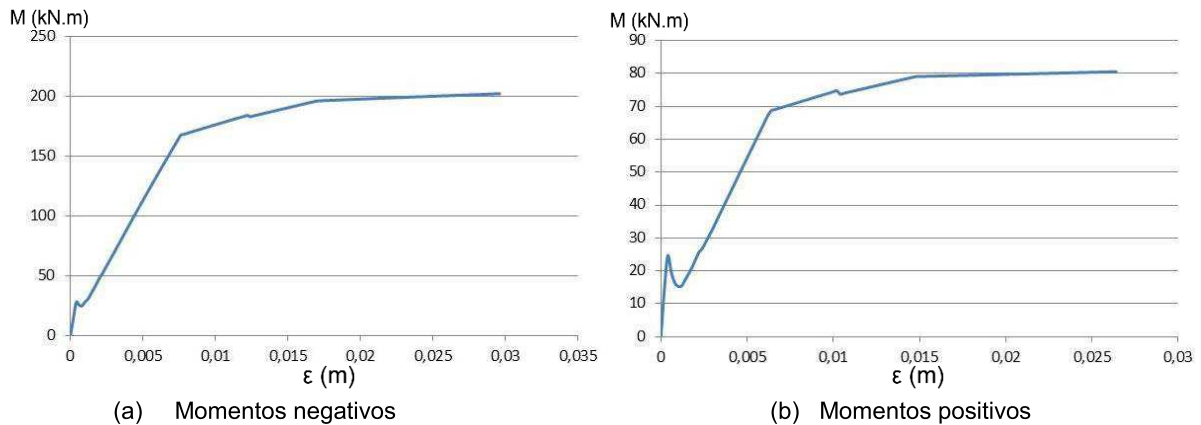


Fig. 4.7 – Diagrama Momentos – Curvatura na secção da viga sobre o apoio (corte A-A')

É notória a adversidade observada na tentativa de resistência da seção a meio vão, dado esta possuir apenas uma armadura inicialmente definida para resistir a momentos negativos.

Baseado nos valores dos diagramas de Momentos-Curvatura, é possível fazer uma análise simplificada dos momentos resistentes da viga, bem como da carga teoricamente capaz de atuar sem implicar o colapso do pórtico (Figura 4.8).

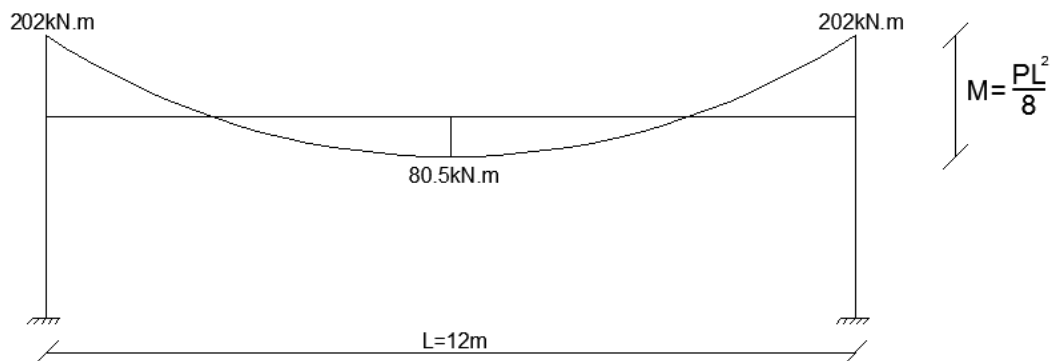


Fig. 4.8 – Diagrama de momentos resistentes

Através desta análise expedita e, tendo em conta a largura de influência da viga estudada, é possível determinar o nível de carregamento capaz de ser suportado pela estrutura, independentemente de este assegurar um funcionamento adequado para utilização. Assim sendo, obtém-se o seguinte valor de  $R_f$ :

$$R_f = 2.62 \text{ kN/m}^2$$

A garantia de sustentabilidade da estrutura para qualquer nível de carga de utilização do edifício seria o panorama idealizado. No entanto, para as atuais regras de dimensionamento de estruturas, esse pressuposto é extremamente difícil de ser observado. Tendo por base o quadro 4.4, obtém-se o seguinte valor da combinação quase permanente de ações:

$$E_{qp} = 5.6 \text{ kN/m}^2$$

Conhecida a capacidade resistente última da estrutura danificada, assim como as necessidades mínimas de utilização da estrutura, torna-se possível determinar a característica da robustez que assegura o transporte das cargas de elementos estruturais debilitados para aqueles que apresentam maior disponibilidade. O índice de redundância  $I_R$  aqui proposto, baseado na equação 3.1, apresenta o seguinte valor:

$$I_R = 0.47$$

O valor da redundância é, todavia, reduzido para a estrutura estudada, pois nos quadros de dimensionamento atuais não existe a consciencialização para medidas mitigadoras dos impactos negativos inerentes a falha de um elemento estrutural.

Complementarmente ao cálculo do índice, é também aqui proposta uma solução economicamente viável para fazer face à gravidade da situação de ruína do elemento estrutural. Atendendo ao facto que, após a falha do pilar, o comportamento da viga numa zona inicialmente destinada à ocorrência de momentos negativos passa a apresentar momentos positivos máximos, a consideração de uma solução de armadura de reserva idêntica a já utilizada para responder aos momentos positivos, tornaria a viga mais propícia a um comportamento estrutural favorável.

Tal solução construtiva para a secção transversal da viga pode ser observada da figura 4.9, acreditando que o investimento num acréscimo de segurança desta ordem é ínfimo, tendo em conta as consequências finais num cenário de falha global da estrutura.

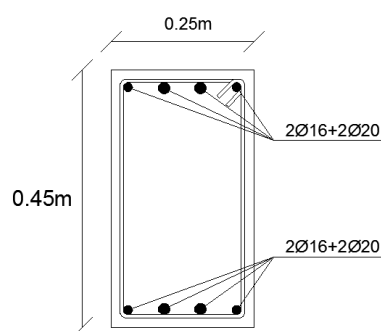


Fig. 4.9 – Solução de viga alternativa

Esta tipologia de solução de viga, para além da versatilidade de resposta, quer a momentos negativos e positivos, aumenta a capacidade resistente da própria viga, favorecendo assim a maior insensibilidade da estrutura a aumentos de cargas não esperados.

Segundo o mecanismo de cálculo já apresentado para determinar o índice de redundância, está representado na figura 4.10 o momento máximo resistente da nova secção de viga em função da curvatura.

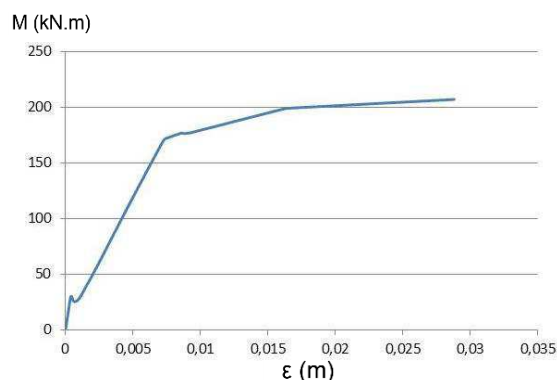


Fig. 4.10 – Diagrama Momentos – Curvatura da solução alternativa de viga

Tendo por base os novos valores da capacidade resistente da viga, é redefinido o diagrama de momentos resistentes (Figura 4.11), destacando o notório aumento de capacidade resistente na secção a meio vão.

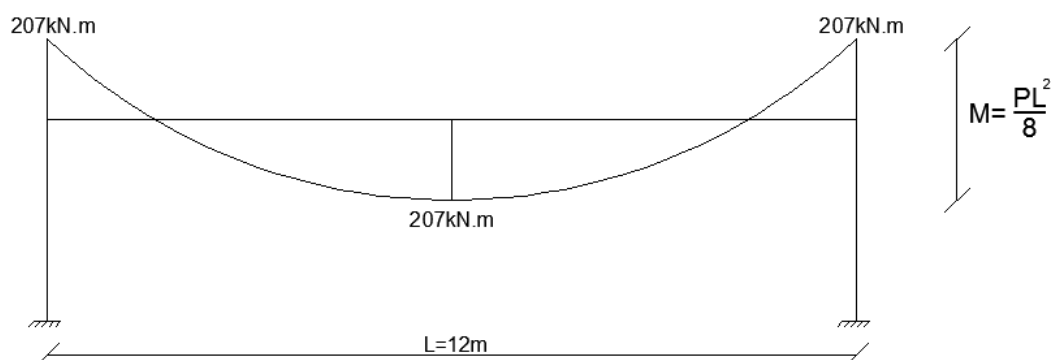


Fig. 4.11 – Diagrama de momentos resistentes da solução alternativa de viga

Efetuando o mesmo procedimento já aplicado para aferir a resistência da estrutura após a falha  $R_f$ , obteve-se o seguinte valor:

$$R_f = 3.8 \text{ kN/m}^2$$

Efetuando o rácio entre a capacidade resistente última da viga danificada e o valor da combinação quase permanente de ações  $E_{qp}$ , obtém-se o novo índice de redundância  $I_R$  para a solução alternativa de viga:

$$I_R = 0.68$$

O aumento de 2 varões de 20mm na face inferior da viga sobre os apoios proporcionou um aumento de 21% na capacidade de transporte de cargas da viga para os pilares adjacentes. Certamente ainda não se atingiu a situação ideal pretendida com esta solução, pois a estrutura ainda não suporta o carregamento mínimo de utilização, mas qualquer aumento da redundância traduz-se num aumento no tempo que ocorre entre a falha e o desabamento, e, como já foi observado em situações passadas, qualquer incremento de tempo de sustentação da estrutura de um edifício se traduz em possibilidade de menor número de vítimas.

Para casos específicos, também seria necessária uma análise à capacidade de carga dos pilares adjacentes em suportar esta nova carga transportada pela viga, mas, tendo em conta o projeto em estudo, tais aumentos de carga conseguem ser devidamente absorvidos.

#### 4.3. PERFORMANCE

A performance de uma estrutura pode também ser designada como o nível de desempenho em serviço, e traduz o coeficiente de conforto que a estrutura incute ao edifício, deixando-o igualmente versátil para qualquer intensidade de utilização. Assegurar um elevado nível de performance é também garantir a prevenção da estrutura para possíveis danos relacionados com o envelhecimento, pois estruturas que trabalhem com níveis elevados de tensão para garantir as necessidades de utilização iriam apresentar maior fadiga e desgaste o que as torna mais expostas a eventuais novas ameaças.

Mantendo a integridade desejada da estrutura ao nível da fendilhação e da deformação, espera-se garantir que condições comuns de uso se traduzam em respostas mais ténues dadas pela estrutura.

Aplicando os pressupostos da proposta de avaliação da robustez levada a cabo neste trabalho, baseado na excelência do comportamento estrutural do edifício em serviço, foi atingido o seguinte índice de performance  $I_p$ , após a aplicação da expressão 3.2.

$$I_p = 0.90$$

Nos pontos seguintes é detalhada a forma como se atingiu tal coeficiente, complementando ainda com as implicações práticas inerentes ao não cumprimento das metas mínimas propostas.

Salta à vista o desempenho satisfatório que a estrutura apresentou, o que leva a pensar que talvez os limites mínimos impostos nos regulamentos sejam todavia brandos, pois é perceptível que a estrutura do edifício não apresenta quaisquer medidas adicionais que se traduzem em tão bom desempenho na presença de um nível de carregamento tão elevado. Apesar de tudo, e sendo este um dos principais objetivos desta proposta, para além de uma ferramenta para comparar o comportamento de estruturas, assegura-se que a regularização do comportamento adequado do edifício está garantido ao nível da fendilhação e da deformação.

#### 4.3.1. FENDILHAÇÃO

A existência de aptidão para a fendilhação de uma estrutura reflete o nível de desempenho que esta possui em condições de utilização, deste modo, a estrutura encontrar-se-á robusta sempre que não vier da intensidade da utilização a principal forma de danificar os elementos estruturais.

Sabendo das vicissitudes inerentes ao aparecimento de fendas, garantir que estas não ultrapassem os limites, para os quais se tornam gravemente penalizadoras (Figura 4.12), traduz-se em conforto e qualidade de utilização do edifício. Assim sendo o objetivo desta proposta consiste em verificar a disponibilidade de um aumento da carga de utilização (combinação característica) tendo em conta os limites máximos de abertura de fendas.

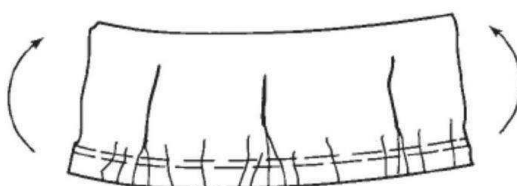


Fig. 4.12 – Aparecimento de fendilhação

Neste processo o primeiro passo consiste em aferir o carregamento real que esta combinação de uso limite implica na estrutura, com a quantificação do momento provocado pela combinação característica de ações  $M_K$  na zona mais condicionada pela fendilhação (meio vão).

$$M_K = 126 \text{ KN.m}$$

O carregamento introduzido traduz-se num nível de tensão nas armaduras da viga definido por  $\sigma_{s2}$ , que irá determinar em que estado se encontra o processo de transição de esforços do betão fendilhado para o aço.

$$\sigma_{s2} = 299.7 \text{ MPa}$$

Com base nos dados já determinados e nas características da viga em estudo a quantificação do espaçamento máximo de abertura de fendas fica definido com a aplicação da expressão 3.5, traduzindo-se no seguinte valor:

$$S_{\max} = 0.265 \text{ m}$$



No processo de transferência de esforços entre o betão e o aço a diferença de extensões que os elementos apresentam irá condicionar diretamente o tamanho máximo das fendas daí vir quantificado tal diferença pela expressão 3.4, tendo por base o nível de tensão instalado no elemento.

$$(\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}) = 0.00125 \text{ m}$$

Determinadas que estão as componentes da expressão 3.3, o valor da abertura máxima de fendas para a combinação característica de ações  $W_K$ , atinge:

$$w_K = 0.33 \text{ mm}$$

Este valor reflete a disposição da fendilhação do elemento quando estiver instalado um nível de utilização extremo, todavia possível de ocorrer. A prevenção para que os fenómenos pouco comuns não ocasionem fragilidades à estrutura é sem dúvida reflexo da robustez considerada na conceção do edifício.

Para realmente se perceber se o estado de fendilhação verificado é satisfatório este deverá ter como base o valor limite fixado pelo quadro 3.1, em que para a classe de exposição do edifício (XC2) a fendilhação de base  $W_0$ , fixa-se em:

$$w_0 = 0.30 \text{ mm}$$

Comparando os dois últimos valores obtidos através da expressão 3.7, atinge-se o valor do índice de fendilhação  $I_{Fend}$ , o qual se traduziu em:

$$I_{Fend} = 0.9$$

Tal valor só reflete que estaria muito próximo de ser atingido a condição ideal, em que a estrutura assegurava isenção de fragilidade para qualquer tipo de utilização ao que diz respeito a abertura de fendas.

Assegurada que está uma das componentes do desempenho da estrutura em serviço pode-se concluir facilmente que, para certos casos, a garantia de um estado de conforto elevado no uso da estrutura já indica consequentemente uma segurança em condições limite no dimensionamento.

#### 4.3.2. DEFORMAÇÃO

Com o evoluir das exigências de conforto e uso dos edifícios, a deformação adquiriu maior importância em fase de conceção da estrutura. Para além dos efeitos negativos que a deformação

introduz à estrutura, como incremento de carga e fissuração dos elementos não estruturais, é ainda tida como fator de insegurança pelos utilizadores dos edifícios (Figura 4.13), deste modo assegurar um bom desempenho da estrutura ao nível da deformação ultrapassa as questões meramente concecionais.

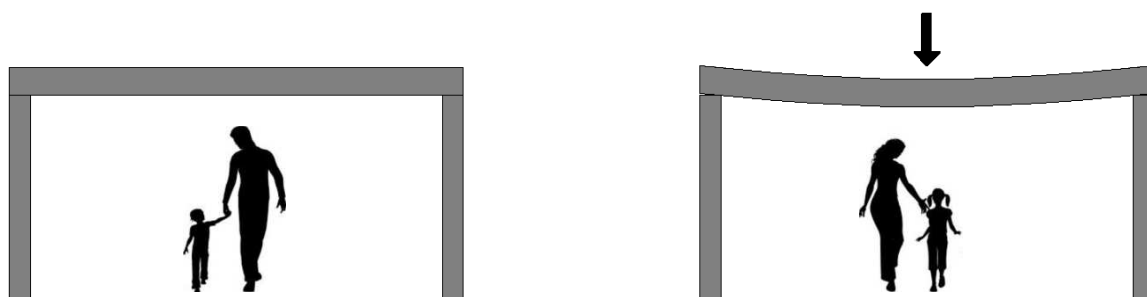


Fig. 4.13 – Impacto da deformação nas estruturas

Para o cálculo explícito da deformação, e seguindo o procedimento de cálculo apresentado no secção 3.2.2.2, é necessário quantificar o momento correspondente para ocorrer fissuração no elemento  $M_{cr}$ , e o momento para o qual se quer verificar o nível de deformação (no caso deste trabalho  $M_K$ ), correspondente ao estado de utilização com maior carregamento.

$$M_{cr} = 22 \text{ KN.m}$$

$$M_K = 63 \text{ KN.m}$$

O momento fletor relativo à combinação característica sofreu uma redução devido à retirada da carga correspondente ao peso da própria estrutura, pois só estará em causa a integridade dos elementos internos da estrutura devido à deformação causada pelo peso dos revestimentos e sobrecargas a atuar.

Sabendo que o modelo simplificado do EC2 para quantificar a deformação assenta numa ponderação entre a deformação quando o elemento se encontra totalmente fendilhado e quando este ainda não atingiu a fendilhação, é necessário, através da expressão 3.9, calcular o coeficiente de distribuição  $\xi$ .

$$\xi = 0.94$$

Tendo em conta que as condições de utilização apresentam-se como cenários de longa duração de carregamento, traduzindo-se muitas vezes em degradação das características dos materiais, é necessário, para o cálculo da deformação, entrar em conta com o efeito que a fluência tem sobre o betão, assim sendo é calculado, através da expressão 3.10, o módulo de elasticidade efetivo do betão  $E_{c,eff}$ .

$$E_{c,eff} = 10.6 \text{ GPa}$$

Deste modo, é possível determinar a rigidez equivalente do elemento para a condição intacta e fendilhada, servindo dessa forma como base para o cálculo da deformação.

$$(EI)_1 = 20250 \text{ kN.m}^2$$

$$(EI)_2 = 16994 \text{ kN.m}^2$$

A próxima etapa do procedimento de cálculo prevê a quantificação da curvatura nominal do elemento nas mesmas condições, intacta e fendilhada, através da expressão 3.12, e tendo em conta as implicações de momento provocados pela combinação característica de ações.

$$\left(\frac{1}{r_1}\right) = 0.0031$$

$$\left(\frac{1}{r_2}\right) = 0.0037$$

Determinada que está a curvatura do elemento é possível calcular de forma concreta a deformação máxima atingida pelo elemento, tendo por base a expressão 3.11, que consiste na integração da curvatura por todo o desenvolvimento do elemento.

$$\alpha_1 = 0.70 \text{ cm}$$

$$\alpha_2 = 0.83 \text{ cm}$$

Efetuando agora a ponderação entre o situação intacta e totalmente fendilhada do elemento é possível quantificar a deformação aproximada da realmente observada quando estiver a atuar o nível de carregamento estipulado, tendo por base a expressão 3.8.

$$\alpha = 0.83 \text{ cm}$$

Na base da proposta apresentada é necessário o conhecimento do limite máximo da deformação possível de ser observada, garantindo que esta não coloque em causa a integridade dos elementos não estruturais, definido neste trabalho como  $\alpha_0$ .

$$\alpha_0 = 1.2 \text{ cm}$$

Aplicando agora o rácio da deformação observada sobre a deformação limite, definida na expressão 3.13, é atingido o seguinte índice de deformação  $I_{Def}$ , para a condição extrema de utilização.

$$I_{Def} = 1$$

O resultado obtido é sem sombra de dúvida positivo, pois dado o aumento introduzido ao momento atuante face ao inicialmente utilizado para comparar com o limite regulamentar (combinação quase permanente), é atingida a condição ideal de desempenho proposto por este trabalho. De frisar que este limite normativo só se aplica quando está em causa a integridade de elementos não estruturais como paredes divisórias, caso contrário existiria maior folga de deformação para o elemento.

As implicações da deformação deverão crescentemente atrair maiores atenções no dimensionamento, pois com o aumento da tecnologia de conceção deverá utilizar-se a deformação como uma ferramenta a favor do projetista, auxiliando a estrutura em situações de elevada solicitação através por exemplo de contra-flechas. Estes mecanismos utilizam a capacidade de deformação das vigas para contrariar eventuais situações perigosas por deformação excessiva.

#### **4.4. DURABILIDADE/DESGASTE**

Antes mesmo de se pensar em promover a capacidade das estruturas suportarem convenientemente ações acidentais já se discutia a robustez dos edifícios no seio da comunidade, no entanto esta definição inicial da robustez apenas se baseava na durabilidade e resistência às situações excecionais que os edifícios demonstravam.

Apesar da evolução que as estruturas sofreram, a durabilidade não foi deixada de parte sempre que se fala de robustez, pois não chega assegurar o melhor comportamento da estrutura para ações anormais, quando este comportamento não se verifica com o passar do tempo.

Assente que está esta proposta no estudo do desgaste e na precaução da exposição da estrutura, o edifício alvo de estudo apresenta segundo a expressão 3.11 o seguinte índice de durabilidade  $I_D$ :

$$I_D = 0.76$$

Esta quantificação teve por base o coeficiente de corrosão e o coeficiente de recobrimento discutidos nos pontos seguintes, onde se traduziu num nível satisfatório de robustez para a sua componente de durabilidade.

No entanto, medidas economicamente competitivas, tornariam percentualmente bem mais capaz e eficiente a estrutura. Medidas como proteção adicional das armaduras através de tintas ou resinas, ou até mesmo uma possível melhoria das características do betão, garantiriam para além da durabilidade, um melhor desempenho estrutural

##### **4.4.1. CORROSÃO**

As estruturas de betão armado, com o passar dos anos foram se desenvolvendo e aperfeiçoando tornando-se hoje em dia numa das principais soluções construtivas para edifícios em todo o mundo, no entanto a corrosão estará sempre associada à principal causa de desgaste deste tipo de estruturas.

A corrosão, mais que um processo químico, é a causa fulcral para que não se considere as estruturas de betão armado como estruturas com muito longa durabilidade, um pouco à imagem do que acontece com as estruturas de alvenaria de pedra.

A forma proposta para estudar o impacto que a corrosão tem sobre cada estrutura tem por base a aplicação de um nível específico de corrosão (10%) no elemento estrutural que maior impacto trará à capacidade resistente da globalidade do sistema.

A corrosão implica mudanças graves tanto nas características dos materiais como na geometria da secção apesar de não tão aparente (Figura 4.14) contudo reside na fragilidade do aço corroído as principais preocupações para a estrutura.

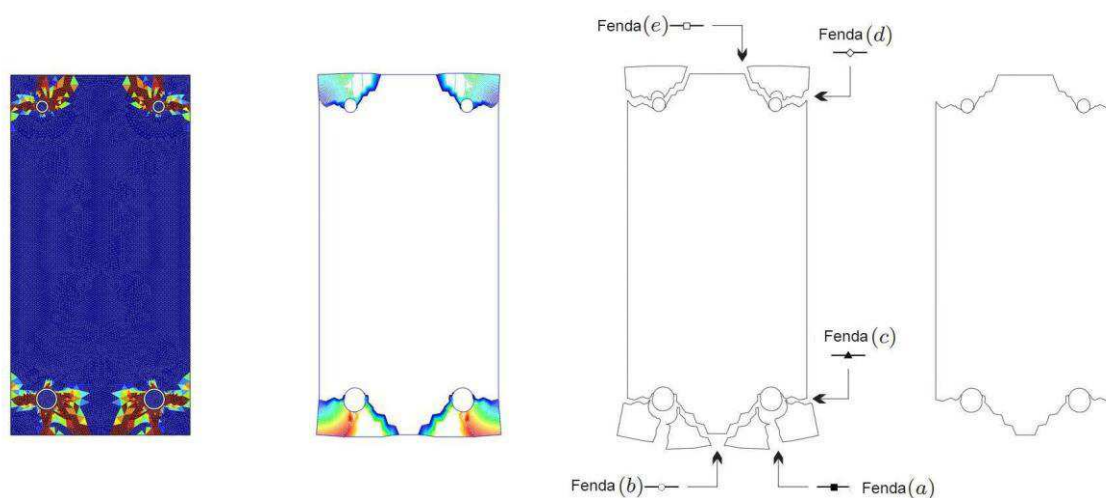


Fig. 4.14 - Impacto de um nível de 10% de corrosão (adaptado de Cavaco, 2013)

Aplicando o nível de corrosão estipulado e baseado nas implicações que à corrosão estão associadas, definidas no ponto 3.2.3.1, é aferida a quantidade de armadura efetiva através da expressão 3.16, que dá resposta aos esforços que atuam sobre a viga, assumindo o seguinte valor:

$$A_{s,eff} = 9.29 \text{ cm}^2$$

Para além da quantidade de armadura que se encontra efetivamente a trabalhar em prol da capacidade resistente, o efeito corrosivo também atinge a tensão máxima possível de atingir pelo aço. Tendo em conta a expressão 3.15 é determinada a degradação da força de ligação.

$$R(X_p) = 0.37$$

O valor reduzido deste coeficiente só demonstra o estado crítico que a estrutura apresenta quando instalada este nível gravoso de corrosão. Assim sendo é possível determinar a tensão máxima no aço através da expressão 3.17.

$$\sigma_s(\epsilon_s) = 185 \text{ MPa}$$

Materializados que estão os principais impactos da corrosão nas características da estrutura deverá ser efetuada uma nova análise da capacidade resistente da viga em estados últimos, a fim de quantificar a gravidade que tais níveis de corrosão provocariam na capacidade resistente da estrutura.

Na figura 4.15 encontra-se representado o diagrama dos momentos resistentes em função da curvatura para a viga do edifício em estudo, observando-se uma quebra de resistência provocada pelas fragilidades da estrutura na presença de corrosão.

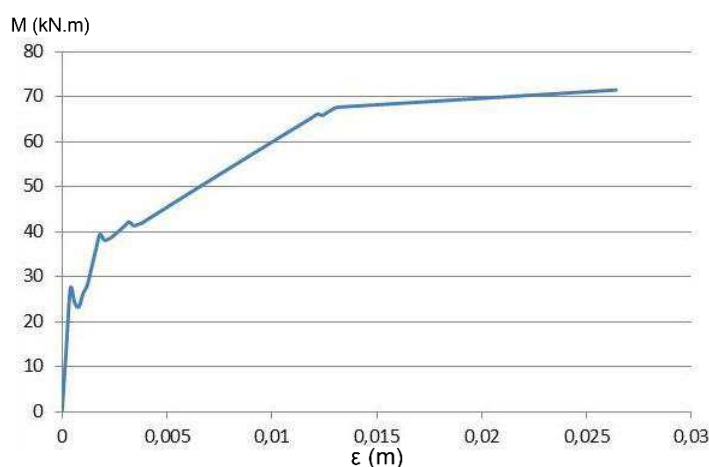


Fig. 4.15 – Diagrama Momentos-Curvatura da viga para um nível de corrosão de 10 %

Tendo como objetivo aferir a carga possível de atuar na estrutura deverá ser realizada uma análise do pórtico baseado na capacidade resistente da viga. A figura 4.16 representa o procedimento de análise a ser feito tendo por base um método expedito de quantificação do carregamento.

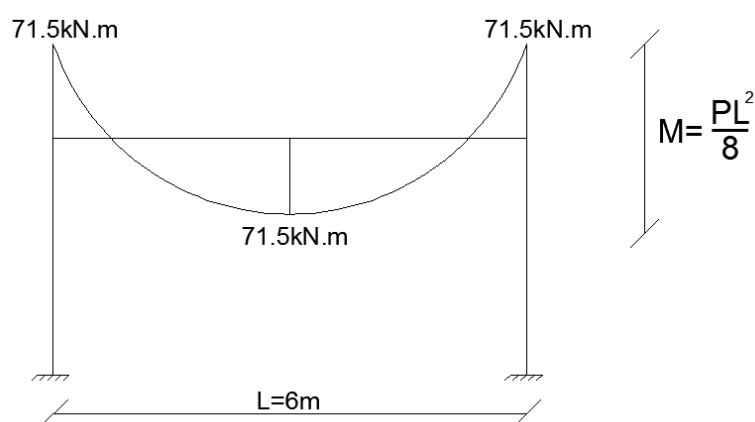


Fig. 4.16 – Diagrama de momentos resistentes sob efeito da corrosão

Desta forma é possível quantificar a carga capaz de ser resistida pela estrutura com um nível de 10% de corrosão instalado  $R_{Corr}$ , tendo como requisito principal assegurar que é suficiente tal resistência para permitir o uso da estrutura.

$$R_{Corr} = 5.3 \text{ KN/m}^2$$

Devido à corrosão se apresentar como um dano progressivo e muitas vezes não impeditivo do uso normal diário da estrutura, deverá ser verificado que para qualquer tipo de utilização, até mesmo a menos comum (combinação característica de ações), consiga ser devidamente respondida pela estrutura.

Sabendo as exigências de carregamento presentes na estrutura em estudo e tendo em conta o quadro 4.4, o valor da combinação característica de ações  $E_K$ , é definido por:

$$E_K = 7 \text{ KN/m}^2$$

Determinados que estão, tanto a capacidade resistente em situação de corrosão da estrutura, como a carga máxima em combinação de utilização, materializa-se este índice proposto através do rácio entre as componentes descritas pela expressão 3.26, atingindo-se o seguinte valor:

$$I_{Corr} = 0.76$$

O grau de confiança no valor atingido não é o mais satisfatório, ficando como alerta que um possível acréscimo de segurança no dimensionamento conduzirá a uma eventual mitigação dos efeitos negativos da corrosão.

Esta discussão só vem realçar que apesar de se apresentarem seguras, as estruturas quando expostas a ações anormais ainda demonstram fragilidades, e para o nível de exigência e desempenho imposto às estruturas atuais, estes fatores deveriam ser levados mais em conta.

#### 4.4.2. RECOBRIMENTO

Do ponto de vista da garantia do comportamento a longo prazo da estrutura, um recobrimento adequado assume-se como indispensável e é a proteção ativa mais solicitada nos processos de degradação das estruturas.

A proposta defendida neste trabalho deposita no recobrimento parte da importância da garantia de durabilidade. No entanto este fator sofre diferenças, infelizmente, do esperado em fase de projeto para a realidade construtiva, devido à imperfeição perfeitamente compreensível, durante a colocação das armaduras.

Relativamente ao edifício em estudo, foi adotado um recobrimento igual ao mínimo estabelecido pelas normas, atribuindo então ao recobrimento o seguinte valor:

$$C = 3 \text{ cm}$$

Obviamente que, para as estruturas comuns, a escolha da espessura do recobrimento baseia-se numa ótica de economia e otimização da estrutura, o que implica recobrimento sempre muito próximos dos valores mínimos.

O coeficiente proposto tem como solução ideal a garantia desse mínimo, assim sendo através do quadro 3.3 obtém-se o seguinte valor de recobrimento para a classe de exposição do edifício (XC2).

$$C_{\text{base}} = 3 \text{ cm}$$

Sabendo do cumprimento obrigatório nas normas e da necessidade real para que assim o seja, não teria qualquer outra expressão o valor do índice de recobrimento  $I_{\text{Rec}}$ , para além da seguinte:

$$I_{\text{Rec}} = 1$$

Apesar deste valor à partida pouco esclarecedor da robustez em fase de projeto, deverão ser realçados alguns fatores. Por vezes o desrespeito por estes limites mínimos é observado em obra, dando origem à discussão sobre a diferença entre a robustez estimada em projeto e aquela realmente materializada, só possível de ser assegurada pelas entidades de fiscalização.

Outro fator relevante a esta temática reside na impraticabilidade de recobrimentos de grandes dimensões, que apesar de proteger inequivocamente melhor as armaduras causa outros problemas ao nível da fendilhação. Neste ponto fica o alerta para se seguir uma tendência de, acima do valor imposto pelos regulamentos, se valorizar um aumento da qualidade do betão a envolver as armaduras em detrimento do aumento da espessura dessa mesma camada de betão.

#### **4.5. INSENSIBILIDADE**

A insensibilidade das estruturas sempre apresentou uma dualidade de interpretação, pois nos casos de estruturas concebidas de forma pouco rigorosa, a insensibilidade tenderia a introduzir de forma grosseira uma margem de segurança à estrutura, por sua vez, nas estruturas vanguardistas, aquelas para qual esta proposta de robustez está direcionada, incrementar insensibilidade à estrutura só reflete a consciencialização dos projetistas em relação à limitação intrínseca do rigor máximo incutido ao projeto face ao que realmente será materializado em obra.

Apesar da necessidade do enquadramento da insensibilidade de caso para caso, os grupos de trabalho propostos asseguram na independência da capacidade resistente face ao rigor do procedimento



construtivo. Deve ser garantido que as zonas mais frágeis e construtivamente meticolosas foram alvo de atenção e de uma execução adequada, bem como a prevenção para eventuais discordâncias ou desajustes na forma da estrutura reagir às solicitações.

Tendo por base o âmbito deste índice e face aos coeficientes descritos nos pontos seguintes, o valor representativo do nível de insensibilidade apresentado pelo edifício em estudo neste trabalho culmina em:

$$I_1 = 0.67$$

O valor obtido permite verificar uma resposta satisfatória do edifício para os níveis de insensibilidade pretendidos. No entanto um melhoramento deste comportamento só dependeria do nível de investimento adicional que o dono de obra estaria disposto a fazer para garantir um melhor desempenho da estrutura a possíveis adversidades imprevistas, materializado num acréscimo de resistência da estrutura para além do estritamente necessário.

Os pontos seguintes irão mostrar como se atingiu tal índice de insensibilidade  $I_1$ , bem como os eventuais pontos fracos que a estrutura apresentou. Apesar de tudo, este tipo de análise apresenta algumas diferenças consoante as características do edifício alvo de estudo.

#### 4.5.1. IMPERFEIÇÃO CONSTRUTIVA

O problema da imperfeição construtiva só é discutido como vertente da robustez porque é uma possibilidade efetivamente real, até descrita nas normas aplicadas à construção.

Para simular a resposta esperada por uma estrutura quando aplicada a margem máxima de imprecisão construtiva definida no EC2, foi comparada a secção de viga em situação idealizada em projeto e aquela que poderia efetivamente ser observada após a construção, representado na figura 4.17.

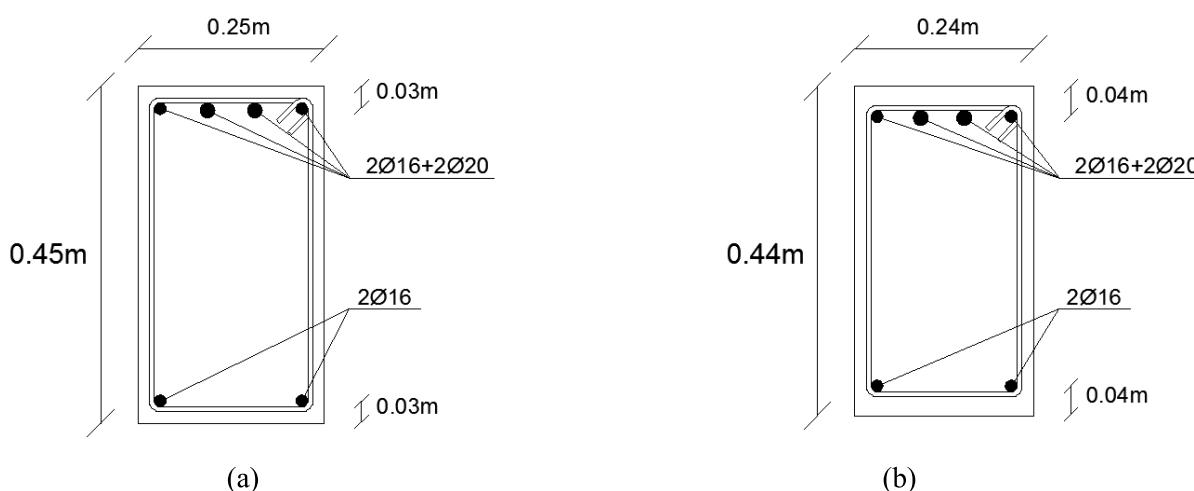


Fig. 4.17 – Secção transversal da viga idealizada e imperfeita, respetivamente

A base desta proposta assenta na comparação do comportamento último da viga com a imperfeição construtiva instalada face ao carregamento para o qual foi dimensionada inicialmente a secção da viga. Assim sendo foi efetuada a quantificação do momento máximo resistente para o qual se atinge a rotura da viga, representado na figura 4.18.

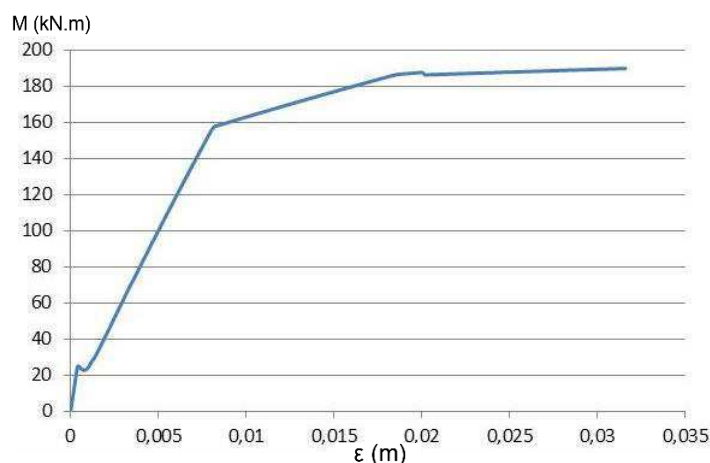


Fig. 4.18 – Diagrama Momentos-Curvatura da viga imperfeita

Para atender à capacidade de resposta da globalidade da estrutura deverá ser efetuada uma análise expedita dos momentos, representada na figura 4.19.

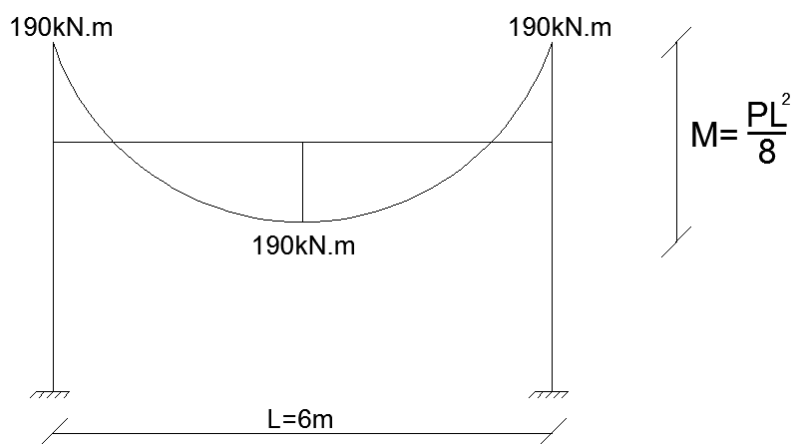


Fig. 4.19 – Diagrama de momentos resistentes da viga imperfeita

Através da análise do pórtico mais solicitado é obtida a informação sobre a carga possível de atuar na estrutura quando imposta a imperfeição máxima permitida e aceitável em projeto  $R_{IC}$ , a qual atinge o seguinte valor:

$$R_{IC} = 7 \text{ KN/m}^2$$

Uma observação curiosa sobre o nível de resistência da estrutura quando executada de forma imperfeita pode ser feita quando comparada tal carga resistente com a máxima carga em condições de utilização. Esta igualdade explica porque muitas vezes é observada uma isenção de consequências práticas devido à imperfeição construtiva, já que esta não coloca em causa os níveis de utilização da estrutura. No entanto, apesar de inicialmente os utilizadores das estruturas não sentirem diretamente as implicações das falhas construtivas, estas causarão eventuais danos com o passar do tempo, visto a estrutura tender a uma perda generalizada das características resistentes dos materiais durante a vida útil.

Deste modo, e de acordo com a proposta, deverá ser tido em conta a carga de cálculo para o qual a estrutura foi concebida, caracterizado pelo valor de  $E_d$  retirado do quadro 4.4.

$$E_d = 9.75 \text{ KN/m}^2$$

Comparando agora o carregamento de cálculo com a resistência última da estrutura após instalada a imperfeição construtiva e tendo por base a expressão 3.30, foi atingido o seguinte valor do índice de imperfeição construtiva  $I_{IC}$ :

$$I_{IC} = 0.72$$

O caso ideal seria atingido na eminência da imperfeição não colocar em causa a capacidade resistente última da estrutura, atingindo assim o coeficiente unitário. As medidas mitigadoras deste efeito negativo partem desde logo em fase de projeto. Incutir uma folga nas quantidades de betão e aço necessárias nas secções dos elementos estruturais, aumentará a área da secção transversal do elemento comparativamente com a estritamente necessária. Este tipo de ajustes não aumenta em demasia o preço global da obra e fornece uma reserva de segurança adicional para ações não esperadas.

#### 4.5.2. LIGAÇÕES

Apesar de pouco valorizada no dimensionamento, a forma da ligação entre os vários elementos estruturais levará, em caso de uma falha grave nessa zona, a consequências sempre insustentáveis, pois a par do estudo sobre redundância, existirá sempre o desligar de um ou mais elementos do funcionamento global da estrutura

A pormenorização e o estudo dos riscos associados à falha de nós estruturais deverão ter um peso mais significativo nos trabalhos de conceção de estruturas, não ficando restrita apenas a um procedimento padrão, muitas vezes selecionado pela preferência construtiva do próprio operário.

Tendo em conta os pressupostos do parâmetro aqui avaliado definidos na secção 3.2.4.2 do presente trabalho, a materialização de uma solução construtiva do nó deverá seguir algumas recomendações dos códigos aplicados, mas partirá sempre do projetista a solução que melhor satisfaça tanto as exigências de segurança como construtivas.

Para o edifício alvo de estudo e atendendo às principais exigências de carregamento no nó, uma solução construtiva na linha do representado na figura 3.9(a) será a mais adequada. No entanto, a disposição em concreto da geometria do nó será a representada na figura 4.20.

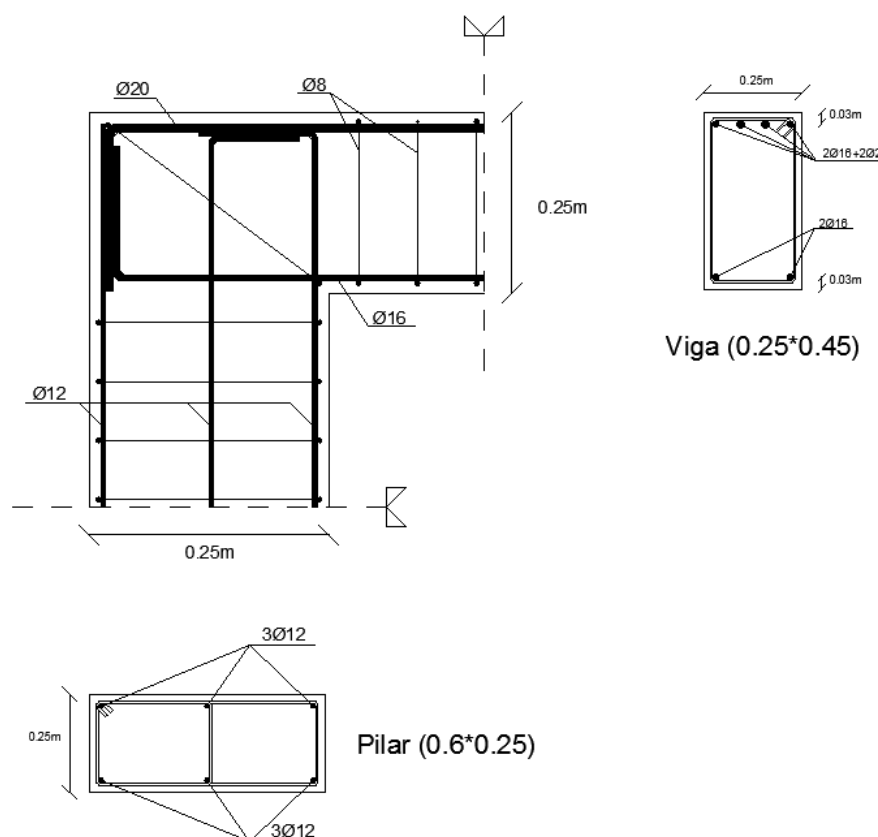


Fig. 4.20 – Pormenorização do nó tipo para o edifício

Após uma análise dos vários nós existentes nas estruturas concluiu-se que a generalidade apresenta compressões na face interior, recaindo também mais atenção sobre os nós que se encontram na periferia da estrutura devido ao desequilíbrio de ações que atuam sobre eles, provocados pela interrupção da continuidade dos elementos estruturais (vigas).

Para efeitos de cálculo, e assegurando um nível de estudo devidamente aprofundado sobre as necessidades de execução dos nós da estrutura, é proposto o coeficiente unitário para o índice de ligações  $I_{Lig}$ , sempre que a proposta de avaliação de robustez estrutural incidir ainda em fase de projeto, assim sendo:

$$I_{Lig} = 1$$

Contudo, apesar da reflexão e das medidas de segurança propostas, deverão ser observada em fase de construção se realmente estão a ser cumpridos os objetivos de materialização dos nós, e caso acontece efetuar nova avaliação deste coeficiente se não estiver em conformidade o nó executado com o inicialmente projetado.

## 4.5.3. ESCALA

Todas as formas até agora estudadas de ocorrência de danos nas estruturas apresentam uma lógica de proporcionalidade com a forma da mesma, contudo existe ações anormais que se manifestam de igual forma independentemente da configuração que a estrutura tenha, obrigando todas as estruturas a possuírem uma resistência extra, sendo mais gravosa esta reserva de segurança para as estruturas menores sempre que a tipologia da ações se enquadre nas cargas e sobrecargas verticais para as quais a estrutura foi dimensionada.

Tal desproporcionalidade pode ser facilmente observada na figura 4.21, onde é notório a disparidade na forma como a mesma carga é absorvida por diferentes estruturas.

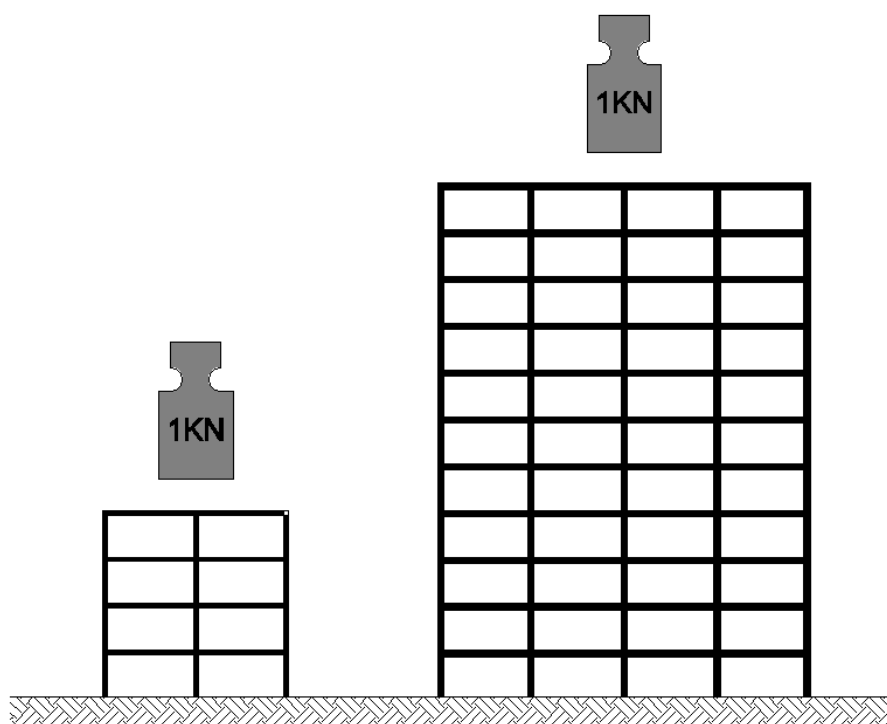


Fig. 4.21 – Proporção da carga face ao edifício

Assim sendo, e seguindo a proposta de avaliação do índice de escala  $I_{Esc}$  definido na secção 3.2.4.3, uma possível forma de avaliar o impacto que uma ação de valor constante introduz à estrutura poderá ser através do rácio representativo do percentual que  $1\text{ kN/m}^2$  causaria no valor de cálculo das ações usadas para dimensionar a estrutura, representados na expressão 4.1.

$$I_{Esc} = 1 - \frac{1}{E_d} \quad (4.1)$$

Deste modo é perceptível a disponibilidade da estrutura face à eventualidade de uma ação não dependente da forma da estrutura. Este modo de avaliar é só contudo possível porque o edifício em estudo é definido como de envergadura pequena a média, onde a suscetibilidade a forças verticais é ainda a mais condicionante.

Sabendo das características morfológicas do edifício (cargas permanentes) e da exposição relativa ao uso (sobrecargas), o valor de cálculo da carga última possível de atuar na estrutura é representada no quadro 4.4 e apresenta o seguinte valor:

$$E_d = 9.75 \text{ KN/m}^2$$

Aplicando então a expressão 4.1, o impacto que uma ação adicional de 1kN causará na estrutura atinge o valor de:

$$I_{Esc} = 0.9$$

No entanto outras formas de interpretar este coeficiente são permitidas, aliás, para edifícios com grande área de fachada e com grande desenvolvimento em altura, a forma mais adequada de atender ao impacto deste índice é seguramente priorizando as ações horizontais (vento), pois representa a maior fragilidade de exposição que a estrutura estará sujeita.

Contudo a singularidade da exposição de cada estrutura implica uma análise diferente da fragilidade do edifício consoante a ação que mais lhe é condicionante.

#### 4.6. FORMA ESTRUTURAL

A forma final atribuída a uma estrutura não é apenas fruto de uma exigência arquitetónica, nem de um objetivo de facilitar as tarefas construtivas, pois as decisões tomadas ainda em fase de dimensionamento irão condicionar tanto a exposição que a estrutura terá, como o desempenho desta na eventualidade de se materializar a ameaça inerente a ações verticais e horizontais.

Utilizando a forma de quantificar a suscetibilidade da estrutura a ações horizontais, proposta neste trabalho, é aplicada agora tal critério ao projeto em estudo, sabendo que este, devido à volumetria apresentada pelos seus elementos é correntemente considerado como seguro e robusto. Tendo por base os coeficientes calculados nos pontos seguintes, e aplicando a expressão 3.31, foi atingido um intervalo de índice de forma estrutural  $I_{FE}$ , com a seguinte ordem de grandeza:

$$I_{FE,min} = 0.33$$

$$I_{FE,max} = 0.93$$

Existe evidentemente algum insucesso quanto ao valor mínimo que atingiu o índice, muito por culpa da insuficiente inércia dos elementos verticais na direção Y, melhorando substancialmente com uma eventual incorporação de uma nova parede resistente no conjunto da estrutura. Neste índice, a par dos restantes, possíveis medidas de melhoramento terão de ser efetuadas na fase de projeto, o que deposita mais importância nas escolhas tomadas.

## 4.6.1. TORÇÃO

A disposição em planta dos elementos estruturais deve, desde logo, obedecer ao princípio fundamental da não incrementação do efeito das ações através da disposição espacial dos elementos. É contudo errado pensar que apenas as estruturas simétricas e com configurações geométricas simples apresentam coincidência entre o centro de gravidade do edifício e o centro de rigidez da estrutura, pois caso incluída devidamente no âmbito de trabalhos do projetista, a forma de dispor os elementos estruturais pode ser algo assimétrica e mesmo assim não implicar malefícios à estrutura.

Debruçando-se agora o estudo no edifício alvo da quantificação do nível de robustez, é apresentada na figura 4.22 a configuração em planta dos elementos estruturais e os seus centros de gravidade e de rigidez, respetivamente.

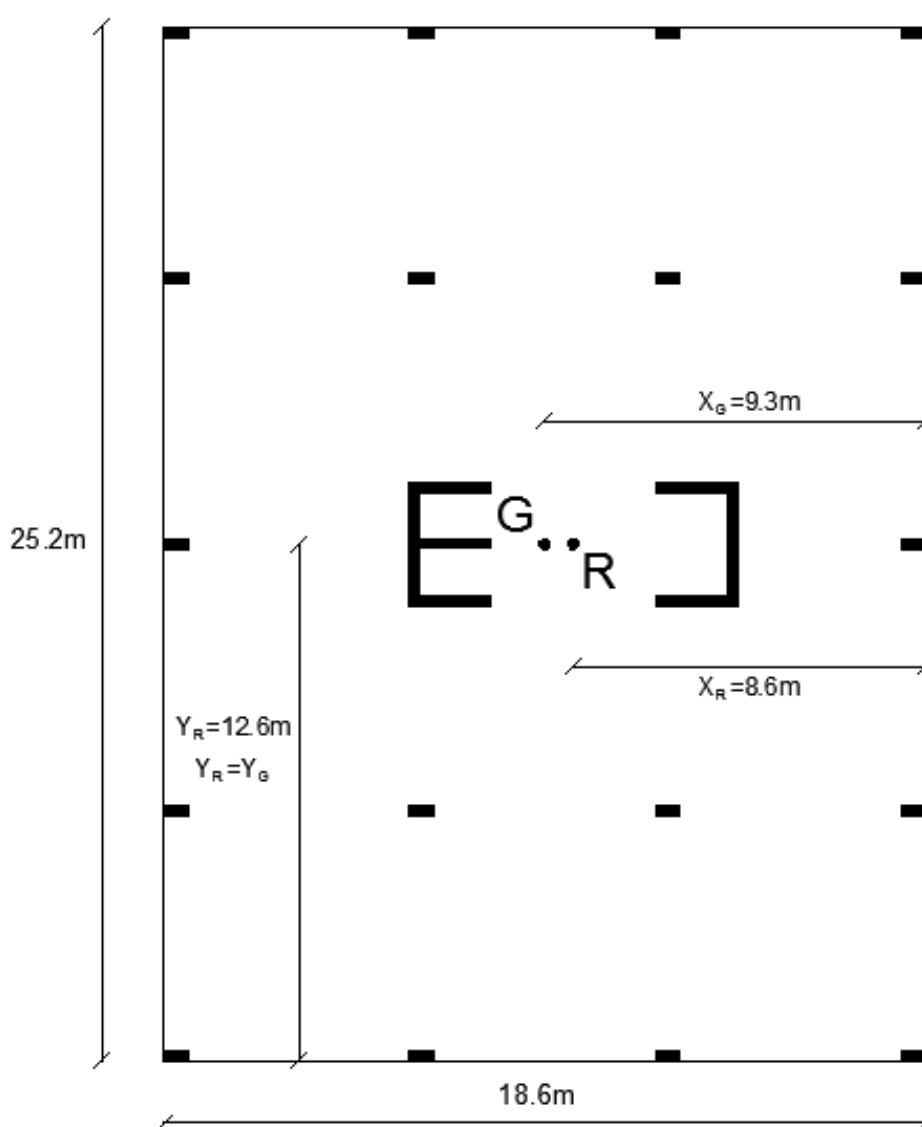


Fig. 4.22 – Planta estrutural do edifício

O edifício apresenta uma geometria retangular com bastante simetria entre os elementos, apresentando as seguintes coordenadas dos centros de gravidade e rigidez.

$$X_G = 9.3 \text{ m} \quad Y_G = 12.6 \text{ m}$$

$$X_R = 8.6 \text{ m} \quad Y_R = 12.6 \text{ m}$$

Aplicando agora a expressão 3.32 é possível interpretar a exposição que a disposição dos elementos incute à globalidade da estrutura, tornando-a mais suscetível de sofrer dano por ações horizontais, deste modo o índice de torção  $I_{\text{Tor}}$  do edifício apresenta-se:

$$I_{\text{Tor}} = 0.93$$

O elevado valor do índice só traduz a facilidade que edifícios de geometria retangular apresentam para convergir o seu centro de gravidade com o centro de rigidez, quando conjugados com estruturas porticadas ditas convencionais.

#### 4.6.1. TRANSLAÇÃO

A rigidez que em fase de projeto se define nos elementos estruturais é sem dúvida um fator preponderante para o bom desempenho da estrutura, tanto a nível global como no comportamento isolado de cada elemento, pois a garantia de uma estrutura contraventada em ambos os sentidos evita, desde logo a exposição a um leque alargado de possíveis danos.

Tal como foi descrito no capítulo 3, deve-se garantir sempre a existência de elementos rígidos o suficiente para compensar a tendência construtiva de reduzir o espaçamento dos vãos com um maior número de elementos verticais de pouca rigidez. A figura 4.23 representa a forma como cada eixo da estrutura reage na presença das ações horizontais, onde apesar de tudo, é notória uma evidente diferença de configuração.

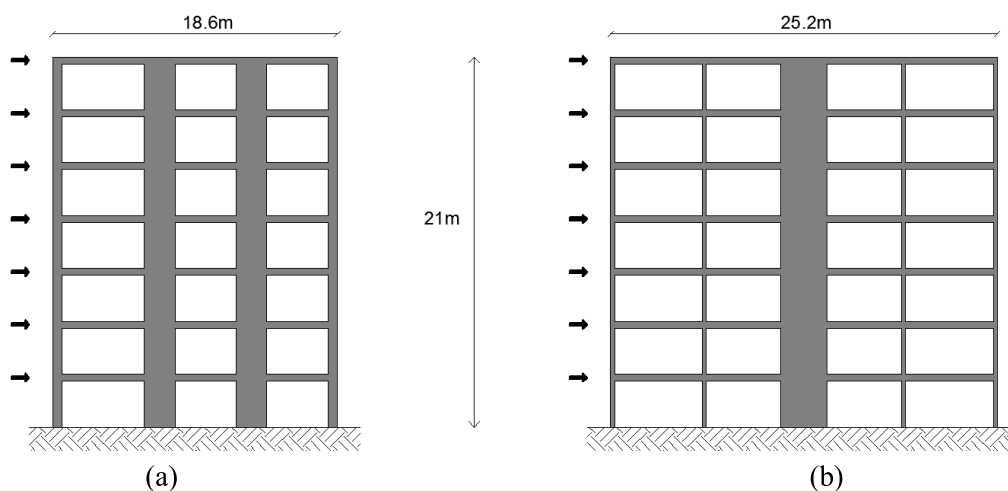


Fig. 4.23 – Alçado do pórtico na direção X e Y, respetivamente



Através do método expedito de verificação da dispensa de momentos de segunda ordem do EC2, é possível assegurar o comportamento satisfatório da estrutura quando exposta a tais ações, mas para isso é necessário a quantificação da carga vertical total a atuar na estrutura  $\Sigma F_{V,d}$

$$\Sigma F_{V,d} = 26.3 \text{ MN}$$

Como definido na proposta de quantificação da robustez da estrutura é necessário dividir a intensidade da resposta nos dois sentidos de exposição a ações horizontais, para tornar saliente qual a direção da estrutura mais frágil para este tipo de solicitações, assim sendo é quantificada a rigidez total dos elementos tendo em conta a altura total do edifício.

$$\frac{\Sigma EI_x}{L^2} = 92.6 \qquad \frac{\Sigma EI_y}{L^2} = 328$$

É quantificada assim a verdadeira discrepância na rigidez da estrutura, muito à custa dos escassos elementos de rigidez apreciável, tornando a estrutura suscetível a eventuais danos. Aplicando a expressão 3.35 é possível normalizar esta diferença de exposição através do índice de translação  $I_{\text{Trans}}$ .

$$I_{\text{Trans},x} = 0.35 \qquad I_{\text{Trans},y} = 1$$

No caso em concreto, um dos sentidos apresenta facilidade em contraventar a estrutura e daí a atribuição da solução idealizada por este coeficiente. No entanto a estrutura do edifício apresenta uma debilidade se pretende assegurar convenientemente as ações que atuem sobre o eixo Y, pois os elementos eventualmente possuem rigidez suficiente para encaminhar estas cargas para a base no entanto sofrendo deformações apreciáveis. Terá portanto de ser tido em conta os efeitos de segunda ordem nessa direção em fase de conceção da estrutura. Possíveis melhoramentos deste índice recairiam em reconfigurar a geometria dos elementos de modo a garantir contraventamento em ambas as direções.

#### 4.7. RESULTADOS

Todo o procedimento proposto baseia-se em metodologias de cálculo relativamente simples e expeditas, capaz de ser uma ferramenta viável de ser aplicada complementarmente à execução do projeto como ajuda na tomada de decisões quando estiver em causa a necessidade do melhoramento do desempenho da estrutura. A quantidade de coeficientes a ser calculados é compensada pela rapidez na forma de os obter, e atendendo à utilização crescente de programas de cálculo automático no auxílio à conceção de estruturas seria extremamente eficiente a forma de atingir os objetivos propostos neste trabalho.

Concluído o cálculo de cada parâmetro da robustez estrutural representativo desta proposta pode ser observado no quadro 4.5, a síntese de valores obtidos.

Quadro 4.5 – Tabela síntese dos valores dos parâmetros

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor</b>
Redundância ( $I_R$ )	<b>0.47</b>
Performance ( $I_P$ )	<b>0.9</b>
Durabilidade ( $I_D$ )	<b>0.76</b>
Insensibilidade ( $I_I$ )	<b>0.65</b>
Forma Estrutural ( $I_{FE}$ )	<b>0.33 – 0.93</b>

A gama de valores obtidos deverá ser colocada no espectro normalizado para tornar mais interpretativa e comparativa a forma como se exprime a robustez na estrutura. Aliás o que difere esta proposta das demais já apresentadas é a tentativa de uma interface gráfica adequada ao entendimento claro sobre os objetivos a cumprir e as lacunas observadas na estrutura, complementarmente à facilidade em materializar este espectro por parte do projetista. Para além destes valores traduzirem o desempenho estrutural asseguram também a conformidade com a regulamentação aplicada, pois esta é a base de alguns dos parâmetros aqui definidos.

Uma chamada de atenção para os valores alcançados que apesar de não atingirem a condição idealizada asseguram mesmo assim uma robustez considerável à estrutura. Neste caso em concreto observa-se que a forma de dimensionar a estrutura valorizou um melhor desempenho ao nível da performance em serviço e na exposição a ações horizontais segundo uma das direções.

Os resultados alcançados pela estrutura em estudo são por sua vez penalizadores quando está em causa a falha de um elemento estrutural (redundância) e quando existe a possibilidade de uma ação horizontal inesperada na direção de menor inércia. Caso aplicada esta proposta a um maior número de estruturas de betão armado seria possível analisar se tais fragilidades estão relacionadas com esta tipologia de estruturas. Independentemente das metas a serem atingidas para o limite máximo de cada parâmetro, é importante a forma como estes se calculam, onde a estrutura com mais capacidades para atingir a condição ideal é definida como mais robusta, proporciona eventuais comparações no dimensionamento da estrutura de cada edifício.

Sendo assim é convertido para espectro o quadro síntese (Figura 4.24), onde está representada a robustez máxima e mínima, relacionada com a diferente exposição que a estrutura tem consoante a forma de atuação do dano.

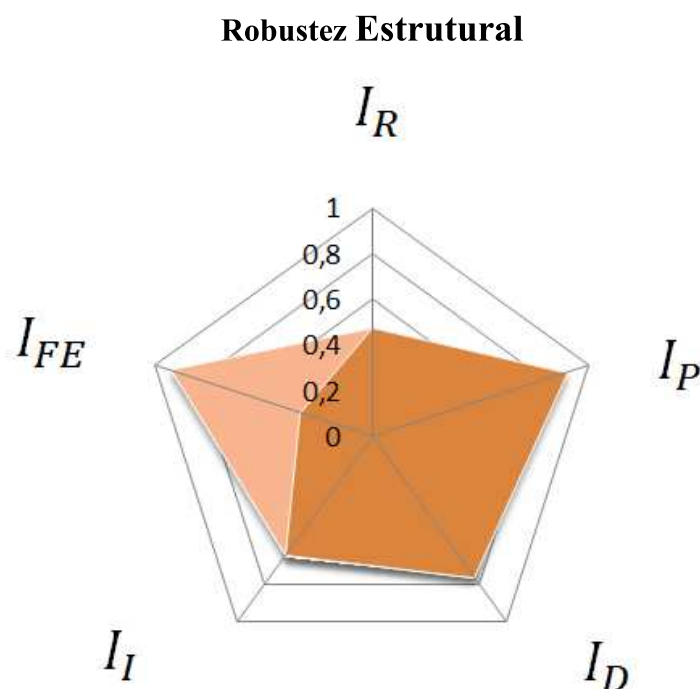


Fig. 4.24 – Espetro da robustez estrutural

Apesar de visivelmente apelativa, esta forma de demonstrar a robustez deixa ainda em aberto a possibilidade de introduzir possíveis novos valores dos parâmetros devidos a soluções alternativas para assim comparar o seu impacto final com a solução de base definida para o projeto.

Convicto da versatilidade desta proposta, é ainda incentivada a iniciativa de atingir os limites máximos de robustez pelos projetistas, pois com este espectro tornar-se-á visível a melhoria no desempenho que algumas medidas tomadas em projeto trazem à estrutura.

Apesar da tentativa de correlação dos parâmetros propostos com diretivas regulamentares existem ainda fatores, como a redundância que estão isentos de objetivos legais a respeitar, daí o esforço levado a cabo nesta proposta numa ótica de complementar algumas lacunas das necessidades de verificação nas estruturas.

Sempre que existir a possibilidade e o interesse em melhorar o comportamento global da estrutura ao nível da robustez, esta deverá assentar em fatores como as características dos materiais, a geometria da secção dos elementos ou até mesmo os níveis de armadura presentes na estrutura, implicando assim um aumento generalizado dos parâmetros constituintes do espectro de robustez.

# 5

## CONCLUSÃO

### 5.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Nesta dissertação procurou-se entender as formas de quantificar a robustez estrutural já existentes, identificando as principais potencialidades e inconvenientes associados a cada proposta. A identificação das possíveis melhorias aos conceitos de robustez estrutural encontrados na literatura atual culminou num novo conceito mais abrangente de robustez estrutural que serviu de base para este trabalho.

O novo conceito de robustez definido não procurou englobar os demais existentes nem ir contra as metodologias de análise da robustez já criadas, apenas se destacou por propor uma ideia alternativa em que a robustez se baseava ou numa estrita análise dos elementos estruturais ou no comportamento global da estrutura, descurando a possibilidade de ambas as análises contribuírem diretamente para a robustez estrutural.

Numa segunda fase procurou-se desenvolver uma ferramenta de cálculo onde se otimiza o conceito de robustez definido, como uma forte vertente de aplicabilidade prática, privilegiando tanto o desempenho estrutural, a conformidade com a regulamentação aplicada e a possibilidade de comparação de estruturas com a mesma tipologia.

A ferramenta de cálculo criada tenta em simultâneo auxiliar os projetistas ainda em fase de conceção para melhorar potenciais fragilidades e exposições a danos, bem como produzir out-puts de fácil interpretação para que o dono de obra ou qualquer outra entidade com interesse na estrutura se aperceba do desempenho estrutural que a estrutura do edifício possui.

Posteriormente demonstrou-se a forma de aplicar a ferramenta proposta num edifício habitacional ainda em fase de projeto, identificando os níveis de robustez da estrutura e destacando tanto as

fragilidades como as principais alternativas de melhoria para a potencialização da robustez estrutural observada no edifício.

No decorrer dos trabalhos, principalmente na fase de idealização do conceito, efetuou-se a estruturação de uma proposta e a aplicação prática à estrutura de um edifício permitiram tirar várias conclusões, entre elas:

- A robustez estrutural é a característica da estrutura que reflete a disponibilidade que esta terá em absorver ações anormais inesperadas. Complementarmente pode ser também definida a margem de segurança que a estrutura apresenta para além da estritamente necessária,
- Na quantificação da robustez de uma estrutura é igualmente importante o tipo de ambiente exterior no qual esta se integra (exposição), como a tolerância dos elementos estruturais para suportar danos.
- A robustez traduz-se em acréscimo de durabilidade da estrutura caso não se observem danos durante a vida útil do edifício.
- A forma mais eficaz de aumentar o nível de robustez é o sobredimensionamento criterioso de fatores globalmente influentes, como as características dos materiais e a geometria dos elementos, complementada com uma estratégia de otimização de desempenho da estrutura.
- Aprimorar o cumprimento da regulamentação exigida à estrutura traduz-se diretamente em aumento de robustez estrutural. Uma estrutura robusta é uma estrutura segura e obrigatoriamente uma estrutura em conformidade com as exigências regulamentares a ela imposta.
- Em fase de conceção deverá existir um estudo global da estrutura antes do dimensionamento dos elementos que lhe constituem.
- Sempre que o dano seja direcionado ao elemento estrutural, é benéfico o crescente número de elementos estruturais com dimensões e afastamentos menores. Por sua vez, se o dano incidir na globalidade da estrutura, a redução do número de elementos expostos a par do aumento da inércia destes é recomendado. Deste modo, uma conjugação destas medidas é o cenário ideal.
- O dimensionamento convencional de estruturas porticadas de betão armado tem por base a segurança e não a robustez, daí a dificuldade para as estruturas responderem positivamente a ações acidentais
- Existe implicitamente diferenças entre a robustez atribuída à estrutura em projeto e aquela realmente após a construção, necessitando de uma avaliação posterior da robustez por parte da fiscalização.
- Existe a necessidade de correlacionar, de uma forma mais compreensível, o nível de investimento na estrutura com o desempenho possível de ser exigido a esta.
- Não existe estruturas isentas de danos, no entanto cabe ao projetista a minimização das consequências inerentes a estes.

Laconicamente é possível afirmar que ainda não é exata a forma de definir robustez estrutural. Contudo a proposta apresentada nesta dissertação assente em fatores inequivocamente caracterizadores da robustez, assegurando que a aplicação dos critérios definidos está em convergência com uma eventual definição coesa do conceito de robustez estrutural.

## **5.2. OBJETIVOS CUMPRIDOS**

O âmbito definido inicialmente para este trabalho teria por base propor soluções para um problema cada vez mais em foco no panorama da conceção estrutural, onde a forma como se comportará uma estrutura na eventualidade de uma ação danosa não é geralmente considerada. Se é do conhecimento geral dos projetistas a forma como devem atuar para garantir a estabilidade da estrutura nos usos padronizados, esse mesmo conhecimento é escasso quando estão em causa ações acidentais que se traduzem por vezes no decréscimo da capacidade resistente atribuída à estrutura.

Obviamente desafiador, este trabalho implicaria um entendimento claro das várias grandezas ligadas à forma como se desencadeia um dano e quais as principais armas da estrutura para reagir a tal solicitação.

Fazendo face às adversidades encontradas na forma de caracterizar e materializar as componentes da robustez estrutural, e criando uma ferramenta para análise da exposição da estrutura a eventos ameaçadores, foram concretizados os seguintes objetivos:

- Construção de uma base sólida dos conceitos relacionados com a temática do trabalho, complementada com um estudo detalhado de casos concretos de falha por falta de robustez.
- Estruturação de um critério abrangente que contempla a possibilidade de atuação de um grande número de diferentes danos, tratados de forma igualmente ponderada na verificação de segurança da estrutura.
- Criação de uma ferramenta de cálculo com elevada aplicabilidade prática, com o objetivo de indicar o nível de robustez esperado para a estrutura assim como as vertentes possíveis de melhoria para auxiliar o projetista na conceção.
- Grande versatilidade da proposta definida na comparação do desempenho obtido por diferentes estruturas, com enorme interesse para as áreas de gestão de estruturas.
- Possibilidade de utilização da proposta de avaliação da robustez para demonstrar de forma compreensível e acessível as principais características da estrutura aos proprietários ou interessados no edifício. A interface gráfica de interpretação dos resultados é uma característica diferenciadora desta proposta.
- Consciencialização das implicações da falta de robustez estrutural no panorama atual de conceção de edifícios, numa ótica de prevenção, desempenho e capacidade de resposta.

É certamente satisfatório o nível de objetivos atingidos, principalmente tendo em conta a inovação da área em estudo, conjugado com a incerteza associada a muitos conceitos tratados. Contudo fica ainda aberto um leque de possíveis medidas de aprofundamento dos trabalhos levados a cabo, fruto da abrangência inerente a esta temática.

## **5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Devido à crescente divulgação da área da robustez estrutural, muitas vezes associada infelizmente a catástrofes naturais ou de iniciativa humana, que se traduziu em danos materiais e humanos difíceis de aceitar pela sociedade, os estudos neste ramo da engenharia estrutural deverão adquirir mais foco e investimento, pois seria diretamente convertido num aumento do conforto e desempenho sentidos pelos utilizadores das obras edificadas.

Com esta consciência da necessidade de aprofundamento da área, as principais iniciativas de possíveis estudos deverão recair sobre:

- Abranger numa metodologia de cálculo um maior número, senão a totalidade, de possíveis danos que podem ser observados nas estruturas, aprofundando o estudo individualizado de cada um, de forma a se conseguir simular em projeto quais as implicações que estes trazem aos edifícios e as melhores formas de os evitar.
- Estender este tipo de abordagem da robustez estrutural a outras tipologias de estruturas como estruturas metálicas ou mistas, ou se possível desenvolvimento de uma ferramenta que consiga responder à quantificação da robustez de diferentes tipos de estruturas.
- Otimização informática da ferramenta de cálculo criada de forma a ser implementada a um programa de cálculo automático, a fim de se tornar instantânea a conversão das soluções definidas para o projeto em valores concretos do nível de robustez.
- Definição inequívoca e coesa da real dimensão da robustez estrutural bem como das suas valências, pois tal incerteza impede a evolução da forma mais correta como introduzir robustez e segurança às estruturas.

O caminho a ser percorrido nesta área ainda é longo, no entanto todo o investimento neste ramo das estruturas irá certamente promover formas mais arrojadas de encarar o dimensionamento estrutural, inovando e alargando o âmbito dos trabalhos atribuídos ao engenheiro estrutural.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [Agarwal et al, 2006] Agarwal, J., England, J. and Blockley, D. Vulnerability analysis of structures, *Structural Engineering International*, 16(2): 124-128, 2006.
- [Baker et al, 2008] Baker, J., Schubert, M. and Faber, M.H. On the assesement of robusteness. *Structural safety*, 30(3):253-267, 2008.
- [Bazant and Zhou,2002] Bazant, Z.P. and Zhou, Y. Why did world trade center collapse? - simple analysis. *Archive of applied mechanics*, 71(12): 802-806, 2002.
- [Bazant and Verdure, 2007] Bazant, Z.P. and Verdure, M. *Mechanics of progressive collapse: Learning from world trade center and building demolitions*. Journal of engineering mechanics. Mach 2007.
- [Bignell et al, 1977] Bignell, V., Peters, G., Pym, C., Hunter-Brown, C. and University, Open. *Catastrophic failures*. Open University Press, 1977.
- [Biondini and Restelli, 2008] Biondini, F. and Restelli, S. Damage propagation and structural robustness. *In LifeCycle Civil Engineering: Proceedings of the International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, IALCCE'08, Varenna, Lake Como*, page 131. Taylor & Francis, 2008.
- [Bontempi et al, 2007] Bontempi, F., Giuliani, L. and Gkoumas, K. Handling the exceptions: robustness assessment of a complex structural system. *Structural Engineering, Mechanics and Computation (SEMC)*, 3:1747-1752, 2007.
- [Callaway et al, 2000] Callaway, D.S., Newman, M.E.J., Strogatz, S.H. and Watts, D.J. Network robustness and fragility: Percolation on random graphs. *Physical Review Letters*, 85(25):5468-5471, 2000.
- [Cavaco, 2013] Cavaco, E. *Robustness of corroded reinforced concrete structures*. Dissertação de doutoramento. Faculdade de Ciências da Universidade Nova de Lisboa. 2013.
- [CEN, 2003] Eurocode 1: Actions on structures; Part 1-7: General Action - Accidental action. *European Committee for Stadardization*, 2003.
- [Frangopol e Curley, 1987] Frangopol, D. M and Curley, J. P. Effects of damage and redundancy on structural reliability. *Journal of Structural Engineering*, 113(7):1533-1549, 1987.
- [Ghosn and Moses, 1998] Ghosn, M. and Moses, F. NCHRP Report 406: Redundancy in Highway Bridge Superstructures. *Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC*, 1998.
- [Gonçalves, 2011] Gonçalves, R.C. *Robustez de estruturas de betão armado sujeitas a detrioração*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. 2011.
- [Griffiths et al, 1968] Griffiths, H., Pugsley, A. and Saunders, O.A. *Report of the inquiry into the collapse of flats at Ronan Point, Canning Town: presented to the Minister of Housing and Local Government*. London: HMSO, 1968.
- [Huber, 1996] Huber, P.J. *Robust statistical procedures*. Society for Industrial Mathematics, 1996.
- [IES,2010] *Practical guide to structural robustness and disproportionate collapse in buildings*. The institution of structual engineers. October 2010

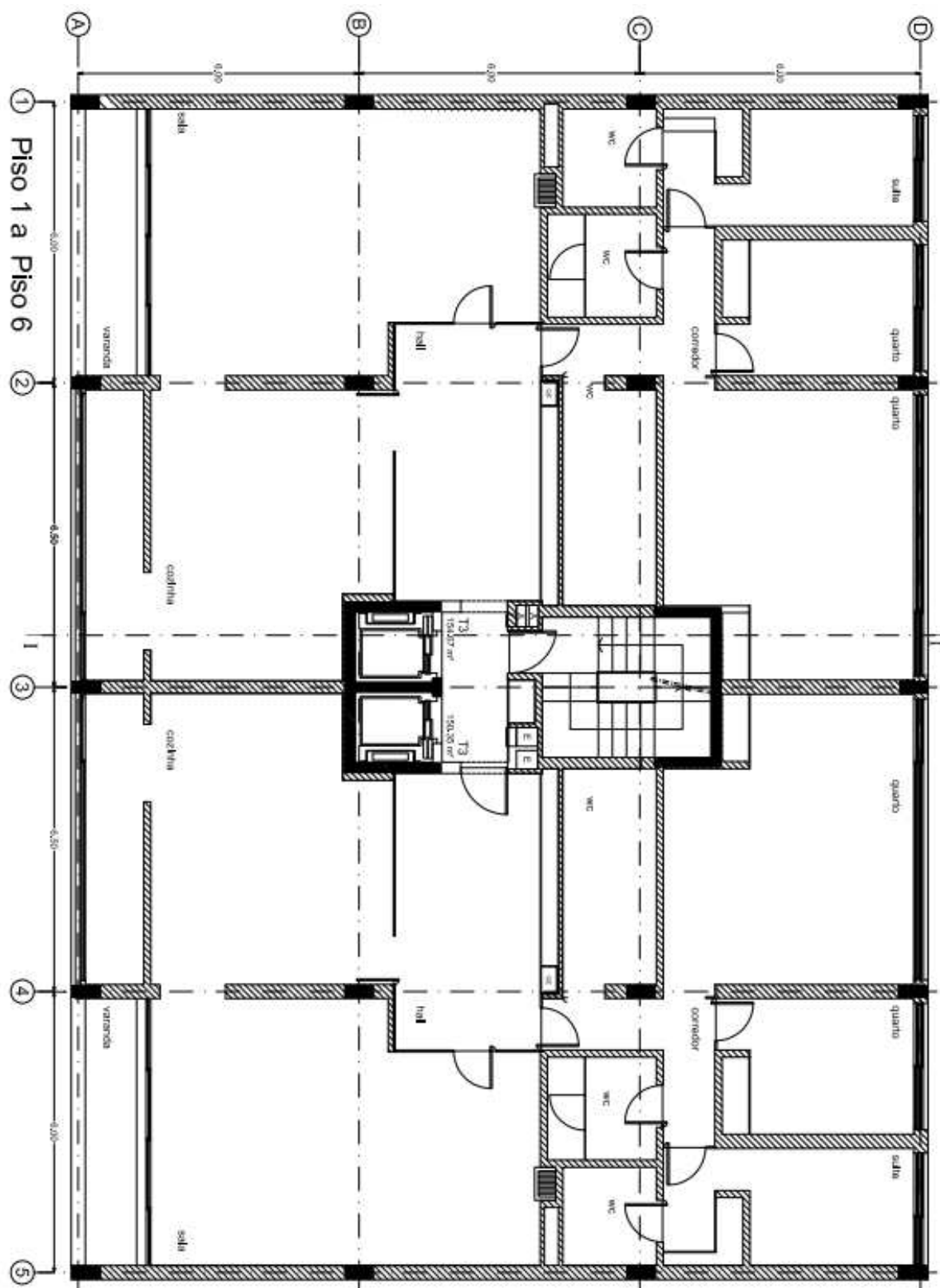


- [Levi and Salvatori, 1992] Levi, M. and Salvatori, M. *Why buildings fall down*. WW Norton and Co., New York, US, 1992.
- [Lind, 1995] Lind, NC. A measure of vulnerability and damage tolerance. *Reliability engineering & systems safety*, 48(1):1–6, 1995.
- [Liu et al, 2001] Liu, W.D., Neuenhoffer, A., Ghosn, M. and Moses, F. Redundancy in highway bridge substructures. *National cooperative highway research program report*, 2001.
- [Meyer, 1997] Meyer, Bertrand. *Object-oriented software construction (2nd ed.)*. Prentice-Hall, Inc., Upper Saddle River, NJ, USA, 1997. ISBN 0-13-629155-4.
- [NIST, 2005] *Final report on the collapse of the world trade center towers*. National institute of standards and technology. 2005.
- [Pearson and Detalle, 2006] Pearson, C. and Detalle, N. Ronan point apartment tower collapse and its effect on building codes. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 19(2):172–177, 2006.
- [Slotine et al, 1991] Slotine, J.J.E., Li, W. et al. *Applied nonlinear control*. Prentice-Hall Englewood Cliffs, NJ, 1991.
- [Starossek and Haberland, 2008] Starossek, U. and Haberland, M. Measures of structural robustness - requirements and applications. In *Proceedings, ASCE SEI 2008 Structures Congress, Crossing Borders*, Vancouver, Canada, April 24-26 2008.
- [Starossek and Haberland, 2011] Starossek, U. and Haberland, M. Approaches to measures of structural robustness. *Structure and Infrastructure Engineering*, 7(7-8):625–631, 2011.
- [Starossek et al, 2010] Starossek, U., Haberland, M. et al. Disproportionate collapse: Terminology and procedures. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 24:519, 2010.
- [Wisniewski et al, 2006] Wisniewski, D., Casas, J.R. and Ghosn, M. Load capacity evaluation of existing railway bridges based on robustness quantification. *Structural Engineering International*, 16(2): 161–166, 2006.

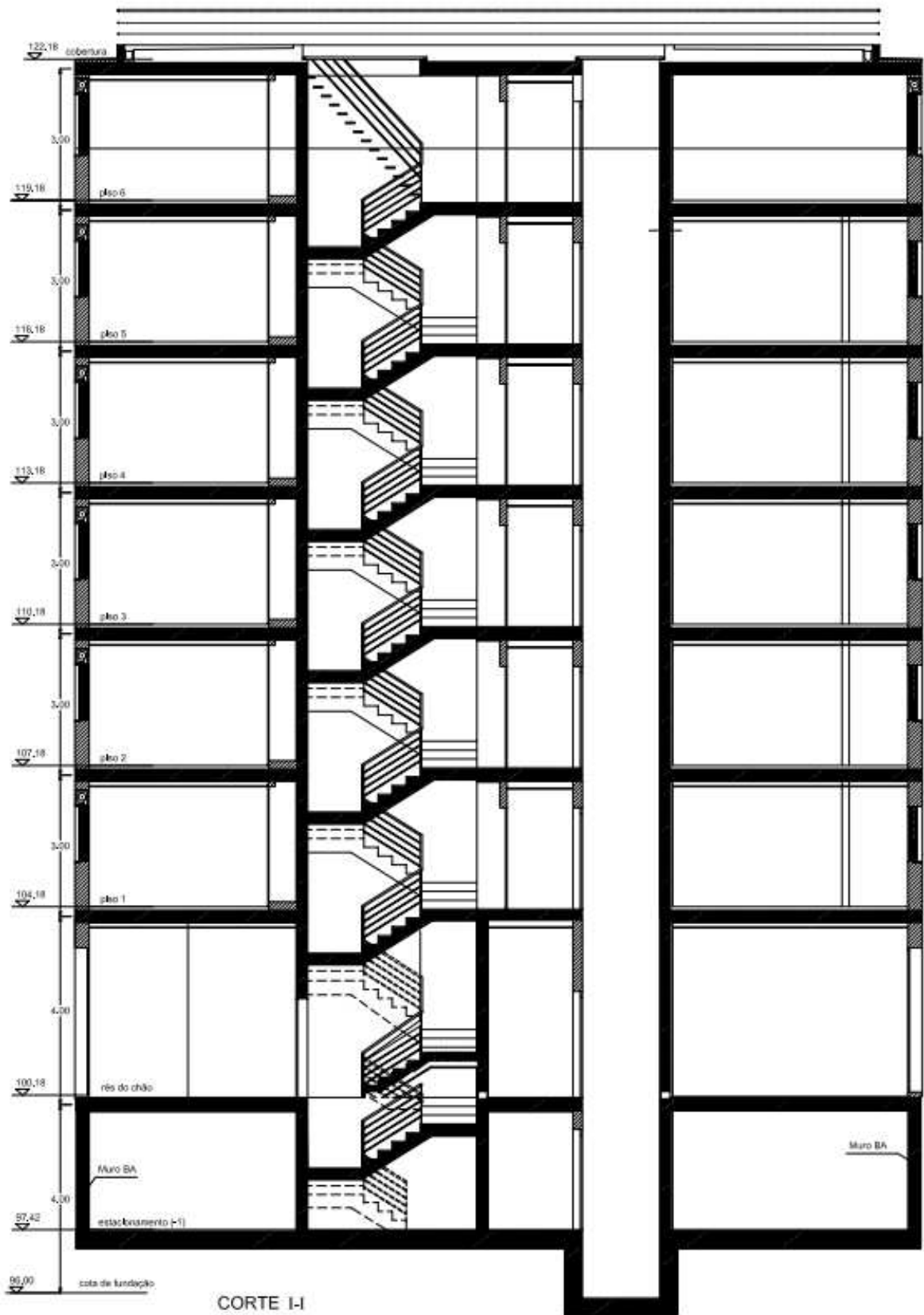
# **ANEXO A**

## **PEÇAS DESENHADAS**

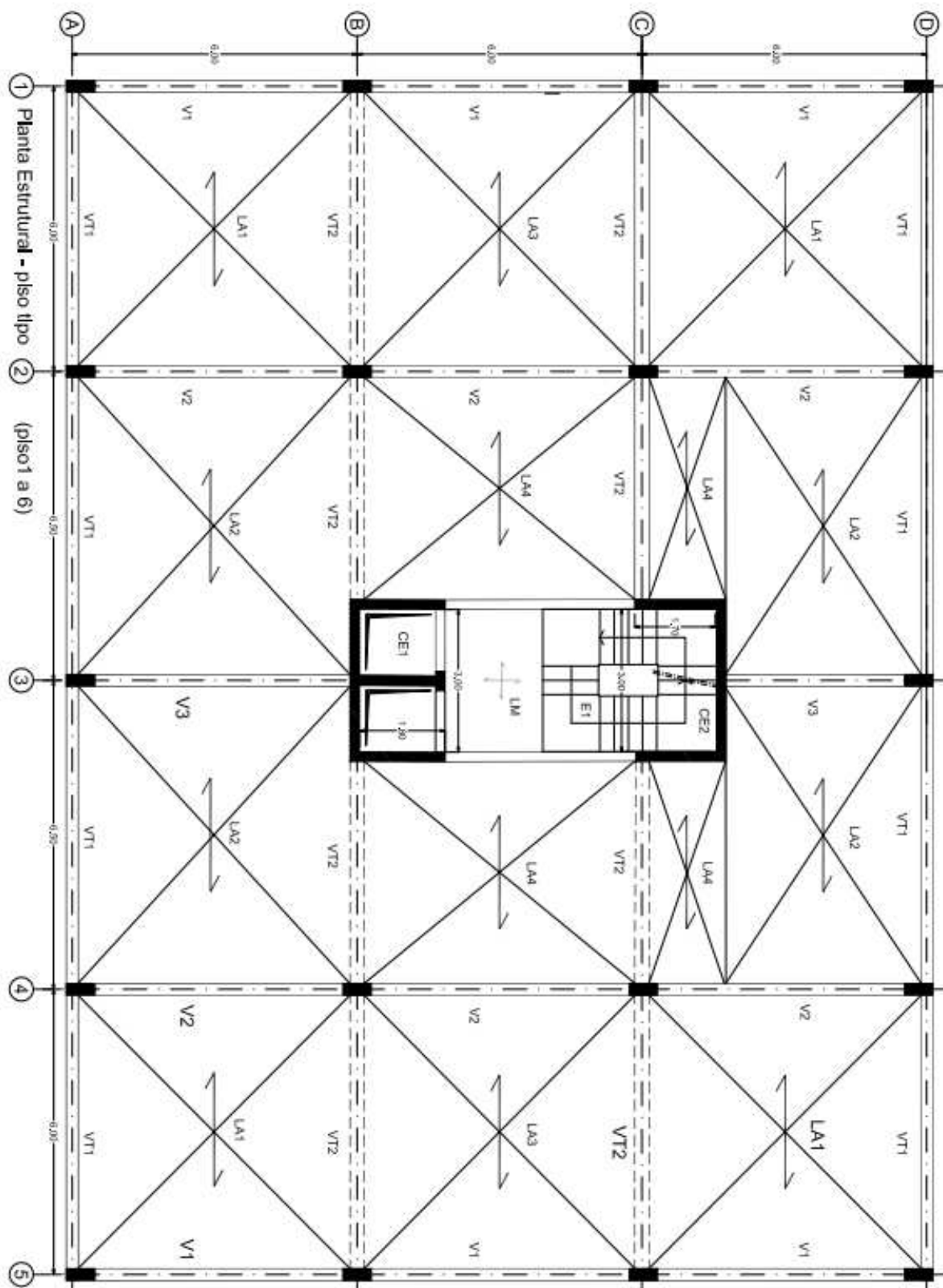
## A.1. PLANTA DO PISO TIPO



## A.2. CORTE DO EDIFÍCIO



### A.3. PLANTA ESTRUTURAL



# **ANEXO B**

## **FOLHAS DE CÁLCULO**

### B.1. CÁLCULO DA DEFORMAÇÃO

$M_{cr}$	21,94 kN,m
$M_k$	63 kN,m
$E_{eff}$	10666,67 MPa
$I_n$	0,001898 m <sub>4</sub>
$I_{cr}$	0,001593 m <sub>4</sub>
$\xi$	0,94
$1/r_1$	0,003111 m <sub>-1</sub>
$1/r_2$	0,003707 m <sub>-1</sub>

x	M	i	M'i	$1/r_1 * M'i * \Delta x_i$	$1/r_2 * M'i * \Delta x_i$	
0	0	0,5	0	0,0000	0,0000	
0,5	0,25	0,5	0,125	0,0002	0,0002	
1	0,5	0,5	0,25	0,0004	0,0005	
1,5	0,75	0,5	0,375	0,0006	0,0007	
2	1	0,5	0,5	0,0008	0,0009	
2,5	1,25	0,5	0,625	0,0010	0,0012	
3	1,5	0,5	0,75	0,0012	0,0014	
3,5	1,25	0,5	0,625	0,0010	0,0012	
4	1	0,5	0,5	0,0008	0,0009	
4,5	0,75	0,5	0,375	0,0006	0,0007	
5	0,5	0,5	0,25	0,0004	0,0005	
5,5	0,25	0,5	0,125	0,0002	0,0002	
6	0	0,5	0	0	0	
$\Sigma=$				0,0070	0,0083	m
a=				0,83		cm